



Titre: Étude expérimentale de la résistance en traction de résidus miniers
Title: non saturés à l'aide d'essais de flexion

Auteur: Yuri Bibiana Narvaez
Author:

Date: 2013

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Narvaez, Y. B. (2013). Étude expérimentale de la résistance en traction de résidus miniers non saturés à l'aide d'essais de flexion [Master's thesis, École
Citation: Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/1140/>

 **Document en libre accès dans PolyPublie**
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/1140/>
PolyPublie URL:

**Directeurs de
recherche:** Michel Aubertin
Advisors:

Programme: Génie minéral
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉTUDE EXPÉRIMENTALE DE LA RÉSISTANCE EN TRACTION DE
RÉSIDUS MINIERES NON SATURÉS À L'AIDE D'ESSAIS DE FLEXION

YURI BIBIANA NARVAEZ

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE MINÉRAL)

JUIN 2013

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé:

ÉTUDE EXPÉRIMENTALE DE LA RÉSISTANCE EN TRACTION DE
RÉSIDUS MINIERES NON SATURÉS À L'AIDE D'ESSAIS DE FLEXION

présenté par : NARVAEZ Yuri Bibiana

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. BUSSIÈRE Bruno, Ph.D., président

M. AUBERTIN Michel, Ph.D., membre et directeur de recherche

M. MBONIMPA Mamert, Ph.D., membre

DÉDICACE

Je dédie ce travail à ma famille, Amparo, Victor et Raymundo

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier tout particulièrement mon directeur de recherche, le professeur Michel Aubertin. J'ai eu l'honneur et la chance de travailler avec lui sur un projet fort intéressant. Je suis profondément reconnaissante de son soutien tout au long de mes années à Polytechnique.

J'aimerais remercier également François, Faustin et Simon qui étaient toujours disponibles pour répondre à mes (nombreuses) questions. Merci aussi aux techniciens, Noura et Richard, et à la stagiaire Galatée pour leur support au laboratoire.

Un merci tout spécial à Monica, Coline et Marion d'avoir partagé de beaux moments avec moi.

Un gros merci à Fred de son soutien moral, ses conseils, son temps, sa générosité....enfin, merci d'être là.

Merci à tous les étudiants, professeurs et autres employés que j'ai rencontrés à Polytechnique.

Finalement, merci aux partenaires de la Chaire Industrielle CRSNG Polytechnique-UQAT en environnement et gestion des rejets miniers et de l'Institut de recherche en mines et en environnement (IRME UQAT-Polytechnique).

RÉSUMÉ

La disposition des rejets générés par l'industrie minière est un enjeu important de notre société. Les activités minières produisent une variété de rejets tels les roches stériles et les résidus de concentrateur. Les résidus de mines en roche dure comportent un fort pourcentage de particules fines et sont généralement entreposés dans un état initialement saturé dans des parcs à résidus ceinturés de digues. Avec le temps, ces résidus se consolident et peuvent se désaturer en raison du drainage et de l'évaporation. Cela rend leur comportement plus complexe. Il est important d'avoir une bonne compréhension des interactions eau-solide affectant le comportement des résidus miniers non saturés afin de prédire leur réponse sur le terrain.

En condition non saturée, une pression d'eau négative se développe dans les résidus. Cette pression d'eau négative (suction) engendre des forces de capillarité et d'adhésion qui contribuent à créer une cohésion entre les grains. Cette cohésion dite apparente n'est pas une propriété intrinsèque du matériau, mais elle varie en fonction de la quantité d'eau dans les pores. Cette cohésion peut être liée à la résistance à la traction et elle a un effet majeur sur le comportement mécanique des résidus.

Ce projet de recherche porte sur l'évaluation de la résistance à la traction des résidus miniers non saturés. De nombreuses études de ce type ont été réalisées sur des matériaux argileux ou des matériaux cimentés. Cependant, l'intérêt porté aux sols pulvérulents (tels les résidus miniers) est plus rare dans la littérature. Ce projet vise à développer les connaissances sur le comportement en traction des résidus non saturés et sur les caractéristiques associées (i.e. cohésion apparente et module de rigidité).

La méthodologie comporte une étape expérimentale et une étape de simulations numériques. Le programme d'essais de laboratoire utilise trois résidus miniers provenant de sites miniers différents, mais avec des propriétés assez comparables (i.e. Malartic, Goldex et Bulyanhulu). Le programme inclut le développement d'un protocole d'essai pour déterminer la résistance à la traction en fonction du degré de saturation des résidus miniers. Pour cela, des spécimens prismatiques obtenus lors des essais de retrait ont été utilisés. Des essais de vérification de l'homogénéité des éprouvettes (au regard de la teneur en eau) ont été effectués afin de valider le protocole d'élaboration des spécimens. Les résultats de ces essais ont montré que la teneur en eau

w est relativement uniforme dans l'éprouvette d'essai. Les résultats de 67 essais de flexion comprenant la mesure de la force maximale et de déplacement vertical à la rupture ont été analysés selon la théorie de l'élasticité linéaire pour déterminer la résistance à la traction. Les résultats de travaux récents basés sur les résidus d'intérêt sont aussi pris en compte pour compléter l'analyse des résultats expérimentaux. L'influence de l'indice des vides et de la nature de l'eau interstitielle sur la résistance à la traction des résidus est aussi étudiée. Les valeurs de la résistance à la traction obtenues des essais de flexion sont aussi comparées aux valeurs issues de modèles prédictifs.

Le module de Young est aussi évalué en fonction du degré de saturation pour les trois résidus, en utilisant les valeurs de la résistance à la traction et du déplacement vertical mesuré lors des essais de flexion. Les valeurs de résistance à la traction obtenues ici et les résultats d'essais triaxiaux obtenus ailleurs (Osisko) ont aussi permis d'évaluer la cohésion apparente en fonction du degré de saturation. Une analyse des valeurs de la résistance à la traction et de la cohésion apparente en fonction de la succion est également présentée dans ce mémoire.

Le code numérique d'éléments finis SIGMA/W 2007 (GeoSlope Inc) a été utilisé pour simuler les résultats d'essais de flexion menés sur les résidus miniers à différents teneurs en eau w. Les propriétés de base et la force mesurée à la rupture des éprouvettes dans les essais de flexion ont été employées pour tenter de reproduire numériquement les valeurs expérimentales du déplacement vertical. Les simulations effectuées en utilisant les modèles de comportement linéaire élastique et élastique-plastique ont fourni des résultats très similaires (mais généralement plus petits) aux valeurs expérimentales du déplacement vertical, de la déformation en traction à la rupture et de la résistance à la traction. L'effet du module de Young et de la cohésion a été étudié à partir des modèles numériques adoptant un comportement élastique-plastique (EP). Les résultats montrent que ces deux paramètres ont une influence sur la déformée et l'état des contraintes dans le spécimen. Des zones de plasticité peuvent aussi apparaître au bas des éprouvettes à la fin de certaines simulations (selon les valeurs de cohésion).

Un autre modèle idéalisé a été conçu à partir des valeurs moyennes des dimensions et des propriétés de base des éprouvettes, dans le but de faciliter l'analyse de l'influence des facteurs géométriques (i.e. épaisseur h et longueur L) ainsi que du coefficient de Poisson et de la vitesse d'application de la charge durant les simulations. Les résultats de ces simulations montrent

qu'une augmentation de la valeur de la hauteur h diminue le temps d'apparition des zones de plasticité t_p et augmente les déplacements verticaux, alors qu'une augmentation de la longueur de l'éprouvette L augmente les déplacements verticaux et le temps t_p . Le coefficient de Poisson ν a un faible impact sur la réponse du matériau selon ces simulations.

Cette recherche a permis d'atteindre les objectifs fixés et d'aborder d'autres aspects importants relatifs à la fissuration des résidus miniers non saturés. Les résultats présentés ici pourraient servir de base pour des travaux plus élaborés sur le comportement géotechnique des résidus non saturés.

ABSTRACT

The responsible disposal of mining wastes is a challenge that needs to be addressed. Mining operations produce a variety of waste materials such as waste rocks and tailings. Tailings, which contain a high percentage of fine particles, are generally stored in an initially saturated state, in tailing impoundments surrounded by dikes. Over time, such tailings tend to consolidate, and may become unsaturated due to drainage and evaporation, which makes their behavior more complex. It is important to understand the behavior of unsaturated tailings in order to predict their response in the field.

Unsaturated tailings (as well as soils) as submitted to a negative water pressure (suction). This negative pressure creates capillary forces that contribute to the cohesion between particles. This apparent cohesion is not an inherent (intrinsic) property of the material as it varies with the amount of pore water and the related degree of saturation. The apparent cohesion is correlated to the tensile strength and it has a significant impact on the mechanical behavior of unsaturated materials such as mine tailings.

This project focused on the evaluation of the tensile strength of unsaturated mine tailings. Several studies on this subject have been carried out on clayey soils and cemented materials, but granular (cohesionless) materials such as tailings from hard rock mines have not received much attention. Thus, this research aimed at developing a better understanding of the tensile behavior and associated properties (i.e. apparent cohesion and modulus of elasticity) of unsaturated tailings.

The methodology consisted of experimental tests and numerical analyses. The laboratory tests were performed on three types of tailings, with fairly similar properties, obtained from different mine sites. The laboratory testing program included the development of an experimental method, based on bending tests, to assess the tensile strength as a function of the degree of saturation of the tailings. For this purpose, prismatic moulds used to perform shrinkage tests were used to prepare the specimens. The homogeneity of these specimens (in terms of water content) was examined to validate the preparation procedure. The results demonstrated that the water content is relatively constant in the prismatic specimens.

The force and deformation measured up to failure during 67 bending tests are presented in the thesis. The measured data were analyzed using the elastic theory to determine the tensile strength

of the samples. These provide relationships between tensile strength and degree of saturation. The experimental study also included the evaluation of effect of the void ratio (initial and final) on the tensile strength. The experimental values of the tensile strength were also compared with results obtained from predictive models.

Young's modulus was also determined using the strength and measured vertical deflection during the bending tests on tailings. The tensile strength values were also used to assess the apparent cohesion as a function of the degree of saturation using the effective angle of internal friction (obtained from another study). The relationship between suction and tensile strength (and apparent cohesion) was also investigated.

In addition, the finite element code SIGMA/W 2007 (Geo-Slope Inc) was used to simulate the results from bending tests conducted on tailings at different water contents. The basic geotechnical properties of the tailings and the measured force up to the specimens' failure were used to reproduce the experimental observations. The numerical simulations were carried out using the linear elastic and elastic-plastic constitutive laws. Calculations resulted in vertical deflection, tensile strain and tensile strength values that are quite close (but usually smaller) to the experimental results. The effect of Young's modulus and apparent cohesion on the specimen behavior was also investigated using the elastic-plastic (EP) model. The results indicate that these two parameters can have a significant influence on the deflection (and deformation) and stress state within the tailings specimens.

The influence of geometrical factors (i.e. thickness h and length L), Poisson's ratio and loading rate was also investigated numerically. The results show that increasing the specimen thickness tends to decrease the time for failure, which is related to the apparition of yield zones in the model. Increasing the specimen length L increases the vertical deflection and the failure time. These simulations indicate that the Poisson's ratio only has a small effect on the response of the material during such bending tests.

This research fulfilled the initial objectives and addressed other important issues related to the strength of unsaturated tailings. The results presented here should be useful for future work on their geotechnical behavior.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	III
REMERCIEMENTS	IV
RÉSUMÉ.....	V
ABSTRACT	VIII
TABLE DES MATIÈRES	X
LISTE DES TABLEAUX.....	XIV
LISTE DES FIGURES.....	XVIII
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	XXX
LISTE DES ANNEXES.....	XXXVIII
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
1.1 Généralités.....	1
1.2 Projet de recherche et contenu du mémoire	3
CHAPITRE 2 REVUE DE LITERATURE.....	5
2.1 Origine et propriétés de base des résidus miniers.	5
2.2 Comportement des sols non saturés	7
2.2.1 Phénomène de capillarité	10
2.2.2 Courbe de rétention d'eau, CRE	12
2.2.3 Déformation volumique au retrait.....	21
2.2.4 Résistance au cisaillement.....	23
2.2.5 Cohésion apparente c_{app}	29
2.3 Résistance à la traction des sols	31
2.3.1 Essais de traction.....	32
2.3.2 Essais de flexion.....	41

2.3.3	Modèles prédictifs de la résistance en traction des sols.....	55
2.4	Détermination expérimentale du module de Young E.....	62
2.5	Modélisation numérique avec SIGMA/W/2007	65
2.5.1	Généralités.....	65
2.5.2	Modèles de comportement	66
CHAPITRE 3 DESCRIPTION DES MATÉRIAUX ET DU PROTOCOLE EXPÉRIMENTAL		72
3.1	Rappel des propriétés des résidus miniers.....	72
3.1.1	Granulométrie.....	72
3.1.2	Limites d'Atterberg et classification.....	74
3.1.3	Densité relative des grains.....	75
3.1.4	Composition minéralogique	76
3.1.5	Essais de compactage	77
3.1.6	Paramètres de résistance mécanique et de consolidation	78
3.1.7	Essais de rétention d'eau	78
3.1.8	Essais de retrait.....	81
3.2	Mesures de la résistance en traction.....	83
3.2.1	Généralités.....	83
3.2.2	Préparation des matériaux	84
3.2.3	Description de l'équipement	85
3.2.4	Préparation des spécimens prismatiques.....	91
3.2.5	Préparation de l'équipement.....	93
3.2.6	Procédure d'essai.....	96
3.2.7	Propriétés mesurées.....	101
3.3	Vérification de l'homogénéité des spécimens.....	102

CHAPITRE 4	RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX ET INTERPRÉTATION	103
4.1	Caractéristiques des éprouvettes	103
4.2	Homogénéité des éprouvettes.....	108
4.3	Résultats des essais de flexion	111
4.4	Résistance en traction et déformation à la rupture	131
4.4.1	Résistance en traction en fonction du degré de saturation selon la solution élastique 131	
4.4.2	Résistance en traction évaluée selon la méthode directe.....	136
4.5	Déformation à la rupture en fonction du degré de saturation.....	137
4.6	Estimation de la cohésion apparente	141
4.7	Estimation du module de Young.....	143
CHAPITRE 5	SIMULATIONS NUMÉRIQUES ET ANALYSE DES RÉSULTATS.....	148
5.1	Simulations numériques	148
5.1.1	Modèle conceptuel	149
5.1.2	Séries de référence A_0 et B_0	155
5.1.3	Analyse des contraintes et des déformations pour les séries A_0 et B_0	158
5.1.4	Évaluation des résultats des séries A_0 et B_0	169
5.2	Effet de divers paramètres d'influence.....	178
5.2.1	Loi de comportement	180
5.2.2	Module de Young E	180
5.2.3	Cohésion c'	190
5.2.4	Autres facteurs.....	195
5.3	Analyse des résultats numériques	211
5.4	ANALYSE ET DISCUSSION DES RÉSULTATS.....	214
5.4.1	Essais de flexion.....	214

5.4.2	Modèles prédictifs et liens avec la CRE.....	216
CHAPITRE 6	CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS	229
6.1	Conclusion.....	229
6.2	Recommandations	233
RÉFÉRENCES	235
ANNEXES	247

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2–1 : Modèles développés pour décrire la courbe de rétention d'eau des sols (adapté de Bussière, 1999).....	17
Tableau 2–2: Critères prédictifs de résistance au cisaillement des sols non saturés (adapté de Guan et al., 2010)	26
Tableau 2–3 : Critères descriptifs de résistance au cisaillement des sols non saturés (adapté de Guan et al., 2010)	27
Tableau 3–1 : Caractéristiques granulométriques des résidus miniers.	74
Tableau 3–2 : Densité relative des grains solides D_r des trois résidus.	75
Tableau 3–3 : Résultats des analyses minéralogiques sur les trois résidus (les valeurs sont données en pourcentage massique); (tiré de Martin et al., 2005, 2006; Pabst, 2011).	76
Tableau 3–4 : Paramètres d'intérêt de la CRE (lissée) déterminés selon la méthode de tangentes (voir section 2.2.2) pour les trois résidus miniers.	81
Tableau 3–5 : Paramètres issus des essais de retrait pour les trois résidus miniers (adapté de Saleh-Mbemba, 2010)	83
Tableau 4–1 : Valeurs de la teneur en eau w et de la teneur en eau moyenne w_{moy} des éprouvettes des résidus Malartic lavés préparés à une teneur en eau initiale $w_0 = 39\%$ (série Ma(L)-39)	109
Tableau 4–2 : Valeurs de la teneur en eau w et de la teneur en eau moyenne w_{moy} des éprouvettes des résidus Goldex préparés à une teneur en eau initiale $w_0 = 39\%$ (série Go-39).....	110
Tableau 4–3 : Caractéristiques et résultats des essais de flexion de la série Ma-40 sur les résidus Malartic (Osisko) préparés à une teneur en eau initiale $w_0 = 40\%$ ($e_0 = 1,0$).	114
Tableau 4–4 : Caractéristiques et résultats des essais de flexion de la série Ma-50 sur les résidus Malartic (Osisko) préparés à une teneur en eau initiale $w_0 = 50\%$ ($e_0 = 1,3$).	115
Tableau 4–5 : Caractéristiques et résultats des essais de flexion de la série Ma-35 sur les résidus Malartic (Osisko) préparés à une teneur en eau initiale $w_0 = 35\%$ ($e_0 = 0,87$).	115

Tableau 4–6 : Caractéristiques et résultats des essais de flexion de la série Ma(L)-39 sur les résidus Malartic « lavés » préparés à une teneur en eau initiale $w_0 = 39\%$ ($e_0 = 1,0$).	115
Tableau 4–7 : Caractéristiques et résultats des essais de flexion de la série Go-39 sur les résidus Goldex préparés à une teneur en eau initiale $w_0 = 39\%$ ($e_0 = 1,0$).	116
Tableau 4–8 : Caractéristiques et résultats des essais de flexion de la série Go-33 sur les résidus Goldex préparés à une teneur en eau initiale $w_0 = 33\%$ ($e_0 = 0,84$).	116
Tableau 4–9 : Caractéristiques et résultats des essais de flexion de la série Bu-42 sur les résidus Bulyanhulu préparés à une teneur en eau initiale $w_0 = 42\%$ ($e_0 = 1,2$).	117
Tableau 4–10 : Valeurs des paramètres a et m de l'équation 4–1 en fonction de la teneur en eau w , du degré de saturation S_r et de l'indice des vides e pour les essais sur les résidus Malartic (Osisko)	124
Tableau 4–11 : Valeurs des paramètres a et m de l'équation 4–1 en fonction de la teneur en eau w , du degré de saturation S_r et de l'indice des vides e pour les essais sur les résidus Goldex.	125
Tableau 4–12 : Valeur des paramètres a et m de l'équation 4–1 en fonction de la teneur en eau w , du degré de saturation S_r et de l'indice des vides e pour les essais sur les résidus Bulyanhulu.	126
Tableau 4–13 : Paramètres q et t de l'équation de régression (4–2) pour chaque série d'essais.	139
Tableau 4–14 : Valeurs des modules de Young E_t , E_c et E en fonction de la teneur en eau w (et du S_r) obtenues selon la théorie linéaire élastique (méthode directe et méthode élastique) pour la série Ma-35 des résidus Malartic (avec $e_0 = 0,87$)	146
Tableau 5–1 : Caractéristiques des modèles construits avec SIGMA/W afin de simuler les essais de flexion; simulations A_{0-1} à A_{0-8} (modèle élastique) et B_{0-1} à B_{0-8} (modèle élastoplastique).	150
Tableau 5–2 : Caractéristiques générales des séries de simulations A_0 à A_2 et B_0 à B_3 menées avec le code SIGMA/W. Les caractéristiques géométriques de ces simulations (chaque série) sont présentées au tableau 5–1.	153

Tableau 5–3 : Paramètres et caractéristiques géotechniques utilisés lors des simulations A_{0-1} à A_{0-8} et B_{0-1} à B_{0-8} .	156
Tableau 5–4 : Paramètres des courbes de tendance des relations $\delta_{t \max} - S_r$ et $\varepsilon_{t \max} - S_r$ du résidu Malartic (Osisko) présentées à la figure 5–13.	176
Tableau 5–5 : Paramètres et caractéristiques modifiés par rapport aux cas de référence A_0 (voir tableau 5–3) lors des simulations paramétriques.	178
Tableau 5–6 : Paramètres et caractéristiques modifiés par rapport au cas de référence B_0 (voir tableau 5–3) lors des simulations paramétriques.	179
Tableau 5–7 : Paramètres des courbes de tendance des relations $\delta_{t \max} - S_r$ et $\varepsilon_{t \max} - S_r$ du résidu Malartic (Osisko) présentées à la figure 5–16.	185
Tableau 5–8 : Paramètres des courbes de tendance des relations $\delta_{t \max} - S_r$ et $\varepsilon_{t \max} - S_r$ du résidu Malartic (Osisko) présentées à la figure 5–18.	190
Tableau 5–9 : Paramètres des courbes de tendance des relations $\delta_{t \max} - S_r$ et $\varepsilon_{t \max} - S_r$ du résidu Malartic (Osisko) présentées à la figure 5–20.	195
Tableau 5–10 : Caractéristiques du modèle des essais de flexion pour la série de simulations C_0 (voir aussi figure 5–1).	196
Tableau 5–11 : Paramètres et caractéristiques géotechniques utilisés pour les simulations C_{0-1} à C_{0-8} .	197
Tableau 5–12 : Paramètres et caractéristiques modifiés par rapport à la série de simulations C_0 lors des analyses paramétriques (voir aussi tableau 5–11).	198
Tableau 5–13 : Paramètres des courbes de tendance des relations $\delta_{t \max} - S_r$ et $\varepsilon_{t \max} - S_r$ du résidu Malartic (Osisko) présentées à la figure 5–22.	203
Tableau 5–14 : Paramètres des courbes de tendance des relations $\delta_{t \max} - S_r$ et $\varepsilon_{t \max} - S_r$ du résidu Malartic (Osisko) présentées à la figure 5–24.	207
Tableau 5–15 : Paramètres des courbes de tendance des relations $\delta_{t \max} - S_r$ et $\varepsilon_{t \max} - S_r$ du résidu Malartic (Osisko) présentées à la figure 5–26.	211

Tableau 5–16 : Paramètres utilisés pour représenter la résistance à la traction σ_t en fonction du degré de saturation S_r des trois résidus.....	217
--	-----

LISTE DES FIGURES

Figure 2–1 : Décharge des résidus miniers sur un parc à résidus (prise de Bussière, 2007)	5
Figure 2–2 : Courbes granulométriques de résidus provenant de mines en roches dures d'origine canadienne et québécoise a) tirées de Bussière (2007); b) tirées de Aubertin et al. (2002).	6
Figure 2–3 : Représentation de la zone non saturée au-dessus de la nappe phréatique (adaptée de Fredlund, 2006).	8
Figure 2–4 : États de saturation dans les sols granulaires non saturés: a) état pendulaire; b) état funiculaire; c) état capillaire quasi-saturé (Schubert et al., 1975).	9
Figure 2–5 : Remontée capillaire dans un tube de rayon petit (tiré de Lu et Likos, 2004).	11
Figure 2–6 : Représentation schématique de la courbe de rétention d'eau (en drainage et en mouillage) et des termes pour définir la CRE (adapté de Guan et al., 2010).	12
Figure 2–7 : Représentation graphique des états caractéristiques des sols non saturés (modifié de Kim et Sture, 2008).	14
Figure 2–8 : Représentation schématique de la courbe de rétention d'eau pour trois types de sol (modifiée de Aubertin et al., 2002).	16
Figure 2–9 : Représentation schématique de la déformation volumique : Courbe de retrait (adapté de Mbonimpa et al., 2006).	21
Figure 2–10 : Résistance au cisaillement τ des sols non saturés exprimée en fonction des variables d'état des contraintes; a) en fonction de la contrainte normale nette; b) en fonction de la succion matricielle (modifié de Fredlund et al., 2012).	24
Figure 2–11 : Variation de la résistance au cisaillement avec la succion pour différents types de sable. Essais de cisaillement direct (tiré de Donald, 1956).	25
Figure 2–12 : Courbe typique de la résistance au cisaillement τ en fonction de la succion matricielle (tiré de Vanapalli et al., 1996).	29
Figure 2–13 : Relation idéalisée entre la cohésion apparente c_{app} , l'angle de friction interne ϕ' et la résistance en traction σ_t des sols non cohérents (avec $c' = 0$ selon le critère de Coulomb); modifié de Lu et Likos (2004).	30

Figure 2–14 : Dispositif de l’essai brésilien utilisé par Ammeri (2009).....	32
Figure 2–15 : Influence de la teneur en eau w sur la force maximale appliquée à la rupture des échantillons lors d’essais brésiliens (compression diamétrale) (tiré d’Ammeri, 2009).	33
Figure 2–16 : Équipement utilisé pour l’essai de traction directe proposé par Kim (2001) a) Vue en plan et en section du dispositif contenant l’échantillon; b) Vue de l’ensemble de l’appareil (modifié de Kim, 2001).....	34
Figure 2–17 : Résistance à la traction σ_t en fonction de la teneur en eau w pour a) un sable; b) un sable avec 2 % de particules fines (modifié de Kim et Sture, 2008).....	36
Figure 2–18 : Dispositif de l’essai de traction directe proposé par Lu et al. (2005) (tiré de Lu et al., 2007).....	37
Figure 2–19 : Résistance en traction mesurée σ_t en fonction du degré de saturation S_r pour : a) un sable silteux b); un sable fin c); un sable moyen (modifié de Lu et al., 2007)	37
Figure 2–20 : Dispositif de l’essai de traction directe proposé par Tang et Graham (2000); a) Vue du moule contenant l’échantillon; b) Schéma de l’appareil et du moule de l’essai de traction directe.	38
Figure 2–21 : Résistance à la traction σ_t en fonction de la succion pour un sable-bentonite à $S_r = 85\%$ et $\rho_d = 1670 \text{ kg/m}^3$ (modifié de Tang et Graham, 2000).....	39
Figure 2–22 : Équipement de l’essai de traction directe a) préparation de l’échantillon; b) appareil de chargement et configuration de l’éprouvette (tiré de Heibrock et al., 2003, Zeh et Witt, 2007).....	40
Figure 2–23 : Valeurs expérimentales de la résistance à la traction pour une argile dense en fonction de a) la succion; b) du degré de saturation (modifié de Zeh et Witt, 2005).....	41
Figure 2–24 : Comparaison de la résistance en traction d’une argile en fonction de la teneur en eau pour l’essai de flexion avec trois points et un essai de traction directe (modifié de Satyanarayana et Rao, 1972).....	42
Figure 2–25 : Effet de la teneur en chaux d’une argile sur la résistance en traction (modifié de Al-Layla et al., 2007).....	43
Figure 2–26 : Dispositif de l’essai de flexion à quatre points. (tiré d’Ammeri, 2009).	45

Figure 2–27 : Résultats des essais de flexion à quatre points (tiré d’Ammeri, 2009).....	45
Figure 2–28 : Méthode élastique d’interprétation de l’essai de flexion a) section de la poutre; b) diagramme des déformations horizontales ϵ_x ; c) diagramme de contraintes horizontales σ_x (tiré de Ammeri, 2009).....	46
Figure 2–29 : a) Section de la poutre; b) Diagramme des déformations horizontales; c) Diagramme des contraintes horizontales selon la méthode directe; d) Diagramme de contraintes horizontales selon la méthode différentielle (tiré d’Ammeri, 2009)	48
Figure 2–30 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant dus à la force appliquée pour l’essai de flexion avec trois points d’appuis (modifié des normes NDS, 2005).....	50
Figure 2–31 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant pour l’essai de flexion à quatre points d’appuis (modifié des normes NDS, 2005).....	51
Figure 2–32 : a) Ménisque d’eau entre deux particules sphériques; b) Diagramme des forces agissant sur une particule du sol (modifié de Kim et Sture, 2008).	55
Figure 2–33 : Valeurs calculées de la résistance en traction d’un sable en fonction de la taille de particules et du degré de saturation selon le modèle de Rumpf (1961) (équation 2–53).....	58
Figure 2–34 : Utilisation de la CRE prédite pour tracer la courbe de résistance en traction théorique σ_t pour un sol granulaire grossier selon les équations 2–53, 2–55 et 2–58 (les paramètres utilisés sont présentés dans la figure).	61
Figure 2–35 : Utilisation de la CRE prédite pour tracer la courbe de résistance en traction théorique σ_t pour un sol granulaire fin selon les équations 2–53, 2–55 et 2–58 (les paramètres utilisés sont présentés dans la figure).	61
Figure 2–36 : Courbe contrainte-déformation non linéaire d’un sol et détermination de la pente pour définir le module de Young E (modifié des Bowles, 1984).	63
Figure 2–37 : Module de Young E en tension en fonction de la structure du sol et de la succion pour une argile densifiée soumise à des essais de traction uniaxiale (modifié de Zeh et Witt, 2007).....	65

Figure 2–38 : Relation contrainte-déformation axiale selon le modèle de comportement linéaire-élastique (modifié de GeoSlope Int., 2010).....	67
Figure 2–39 : Relation contrainte-déformation axiale du modèle de comportement élastique parfaitement plastique (EP) (modifié de GeoSlope Int., 2010).....	69
Figure 3–1 : Courbes granulométriques des résidus miniers à l'étude (tirées de Martin et al., 2005,2006; Pabst, 2011; L-Bolduc, 2012)	73
Figure 3–2 : Courbes de compaction à l'essai Proctor modifié et densité sèche à $S_r = 100\%$ (ZAV = 'zero air void'); a) Résidus Malartic (L-Bolduc, 2012); b) Résidus Goldex (Pabst, 2011); c) Résidus Bulyanhulu (Saleh-Mbemba, communication personnelle).	77
Figure 3–3 : Résultats des essais de rétention d'eau en cellules de pression «Pressure Plate» (Saleh-Mbemba, 2010) présentés avec les courbes descriptives obtenues avec le modèle de van Genuchten (1980)	79
Figure 3–4 : Courbes de retrait mesurées sur les résidus miniers a) Malartic; b) Goldex; c) Bulyanhulu (tiré de Saleh-Mbemba, 2010).	82
Figure 3–5 : Schéma des moules utilisés pour préparer les éprouvettes soumises à l'essai de flexion (modifié de Saleh-Mbemba, 2010).	86
Figure 3–6 : Illustration des moules utilisés pour préparer les spécimens prismatiques : a) Vue de dessus; b) Vue de côté.	86
Figure 3–7 : Structure de base du dispositif de support du récipient pour l'application de la charge durant l'essai de flexion à quatre points (voir texte pour détails).	87
Figure 3–8 : Schéma du dispositif de chargement utilisé pour l'essai de flexion.	88
Figure 3–9 : Détails du montage utilisé pour l'essai de flexion à quatre points.	89
Figure 3–10 : Vue du LVDT installé à la base durant l'essai de flexion à quatre points.....	89
Figure 3–11 : Système de mesure du déplacement; les composants numérotés sont identifiés dans le texte.	90
Figure 3–12 : Séchage naturel de l'échantillon dans le moule; a) Vue du dessus; b) Vue de côté	92
Figure 3–13 : Éléments utilisés pour la calibration du capteur LVDT	94

Figure 3–14 : Préparation du montage pour assurer l’horizontalité du système d’appui.....	95
Figure 3–15 : Pesée de l’éprouvette avant d’être placée dans le montage d’essai de flexion.....	96
Figure 3–16 : Photographie illustrant le montage utilisé pour l’essai de flexion avec quatre points d’appui sur des éprouvettes de résidus miniers non saturés.....	97
Figure 4–1 : Préparation d’une éprouvette pour l’essai de flexion sur les résidus miniers non saturés.....	106
Figure 4–2 : Vérification de l’uniformité des éprouvettes. a) Morcellement du spécimen après la fracture; b) mesure de la teneur en eau w dans les portions (A1, A2, A3, B1, B2, et B3). .	108
Figure 4–3 : Rupture d’un échantillon de résidu Malartic avec $w = 0,2\%$; série Ma-40, essai No 2-M.....	112
Figure 4–4 : Rupture d’un échantillon de résidu Goldex avec $w = 6,9\%$; série Go-39, essai No 4-G.....	112
Figure 4–5 : Rupture d’un échantillon de résidu Bulyanhulu avec $w = 22,1\%$; série 1-B, essai No 8-B.....	113
Figure 4–6 : Résultats de la série d’essais de flexion Ma-40 sur les résidus Malartic ($w_0 = 40 \%$, $e_0 = 1,0$); évolution du déplacement à la base de l’éprouvette δ_t en fonction de la force appliquée F ; (voir valeurs des indices des vides e de l’essai au tableau 4–3).....	119
Figure 4–7 : Résultats de la série d’essais de flexion Ma-50 sur les résidus Malartic ($w_0 = 50 \%$, $e_0 = 1,3$); évolution du déplacement à la base de l’éprouvette δ_t en fonction de la force appliquée F (voir valeurs des indices des vides e de l’essai au tableau 4–4).....	119
Figure 4–8 : Résultats de la série d’essais de flexion Ma-35 sur les résidus Malartic ($w_0 = 35 \%$, $e_0 = 0,87$); évolution du déplacement à la base de l’éprouvette δ_t en fonction de la force appliquée F (voir valeurs des indices des vides e de l’essai au tableau 4–5).....	120
Figure 4–9 : Résultats de la série d’essais de flexion Ma(L)-39 sur les résidus Malartic lavés ($w_0 = 39 \%$; $e_0 = 1,0$); évolution du déplacement à la base de l’éprouvette δ_t en fonction de la force appliquée F (voir valeurs des indices des vides e de l’essai au tableau 4–6).....	120

- Figure 4–10 : Résultats de la série d’essais de flexion Go-39 sur les résidus Goldex ($w_0 = 39 \%$; $e_0 = 1,0$); évolution du déplacement à la base de l’éprouvette δ_t en fonction de la force appliquée F (voir valeurs des indices des vides e de l’essai au tableau 4–7). 121
- Figure 4–11 : Résultats de la série d’essais de flexion Go-33 sur les résidus Goldex ($w_0 = 33 \%$, $e_0 = 0,84$); évolution du déplacement à la base de l’éprouvette δ_t en fonction de la force appliquée F (voir valeurs des indices des vides e de l’essai au tableau 4–8). 121
- Figure 4–12 : Résultats de la série d’essais de flexion Bu-42 sur les résidus Bulyanhulu ($w_0 = 42\%$, $e_0 = 1,2$); évolution du déplacement à la base de l’éprouvette δ_t en fonction de la force appliquée F (voir valeurs des indices des vides e de l’essai au tableau 4–9). 122
- Figure 4–13 : Exemple de relations entre la force appliquée et a) le déplacement à la base de l’éprouvette; b) le temps de chargement; essai 8-M de la série Ma-40 sur les résidus Malartic (Osisko) avec $e_0 = 1,0$ 123
- Figure 4–14 : Variation du paramètre a (équ. 4–1) en fonction de la teneur de l’essai w , du degré de saturation S_r et de la teneur en eau initiale w_0 des résidus testés. 127
- Figure 4–15 : Variation du paramètre m (équ. 4–1) en fonction de la teneur de l’essai w , du degré de saturation S_r et de la teneur en eau initiale w_0 des résidus testés. 128
- Figure 4–16 : Variation du déplacement de traction à la rupture ($\delta_{t \max}$) en fonction de la teneur en eau w et du degré de saturation S_r des trois résidus testés. 130
- Figure 4–17 : Variation de la résistance en traction σ_t pour différentes teneurs en eau initiales w_0 , en fonction de la teneur en eau w et du degré de saturation S_r des résidus testés. 132
- Figure 4–18 : Variation de la résistance en traction σ_t en fonction de la teneur en eau w et du degré de saturation S_r pour les trois résidus testés (Séries Ma-40 avec $w_0 = 40 \%$ et $e_0 = 1,0$; Go-39 avec $w_0 = 39 \%$ et $e_0 = 1,0$; Bu-42 avec $w_0 = 42 \%$ et $e_0 = 1,2$). 135
- Figure 4–19 : Résistance à la traction calculée selon la méthode directe (selon les mesures de déplacement), en fonction de la teneur en eau w et du degré de saturation S_r pour la série Ma-35 (avec $e_0 = 0,87$); on montre aussi les résultats obtenus selon la méthode élastique (sans utiliser les mesures de déplacement). 137

Figure 4–20 : Déformation maximale de traction ($\epsilon_{t \max}$) en fonction du degré de saturation S_r pour les trois résidus (à $w_0 \approx 40\%$).	138
Figure 4–21 : Valeurs maximales de la déformation en traction ($\epsilon_{t \max}$) en fonction du degré de saturation pour les résidus Malartic et Goldex, pour différentes teneurs en eau (et indices des vides) initiales.	140
Figure 4–22 : Variation de la cohésion apparente c_{app} en fonction de la teneur en eau w et du degré de saturation S_r pour les résidus Malartic (série Ma-40 avec $w_0 = 40\%$ et $e_0 = 1,0$). 142	
Figure 4–23 : Variation du module de Young E en fonction du degré de saturation S_r et de la teneur en eau w pour les résidus Malartic, Goldex et Bulyanhulu (séries Ma-40, Go-39 et Bu-42).	144
Figure 5–1 : Géométrie, conditions aux frontières et maillage pour les deux modèles de base de l'essai de flexion avec quatre points d'appui.	150
Figure 5–2: Vitesse de chargement utilisée pour les simulations A_{0-3} et B_{0-3} avec le logiciel SIGMA/W 2007.	152
Figure 5–3: Résultats de la simulation A_{0-3} de l'essai flexion avec le code SIGMA/W : a) Isocontours des contraintes horizontales (kPa); b) Isocontours des contraintes verticales (kPa) à la fin du chargement ($t_f = 1597$ s, voir détails aux tableaux 5–1 et 5–3).	158
Figure 5–4: Résultats de la simulation A_{0-3} avec le code numérique SIGMA/W : Valeurs des contraintes horizontales a) le long de l'axe longitudinal au bas de l'éprouvette; b) le long de l'axe vertical au centre de l'éprouvette	159
Figure 5–5: Résultats de la simulation A_{0-3} de l'essai de flexion à $t_f = 1597$ s. a) Diagramme de la déformée (pas à l'échelle); b) isocontours des déplacements verticaux (m); c) des déformations horizontales (sans dimensions).	161
Figure 5–6: Résultats de la simulation A_{0-3} d'un essai de flexion: a) Valeurs des déplacements verticaux en bas et en haut de l'éprouvette à $t_f = 1597$ s; b) Valeurs des déformations horizontales le long de la ligne centrale de l'éprouvette en fonction du temps; c) Diagramme contrainte-déformation à $x = L/2$ au bas de l'éprouvette ($y = 0$).	163

- Figure 5–7: Résultats de la simulation B_{0-3} d'un essai flexion avec le code SIGMA/W : Isocontours des contraintes horizontales (kPa) à la fin du chargement ($t_f = 1597$ s; voir détails aux tableaux 5–1 et 5–3). 164
- Figure 5–8: Résultats de la simulation B_{0-3} avec le code numérique SIGMA/W : Valeurs des contraintes horizontales a) le long de l'axe longitudinal au bas de l'éprouvette; b) le long de l'axe vertical central de l'éprouvette. 166
- Figure 5–9: Résultats de la simulation B_{0-3} d'un essai de flexion à $t_f = 1597$ s. a) Diagramme de la déformée (pas à l'échelle); b) isocontours des déplacements verticaux (m); c) des déformations horizontales (sans dimensions). 167
- Figure 5–10: Résultats de la simulation B_{0-3} d'un essai de flexion: a) Valeurs des déplacements verticaux en bas et en haut de l'éprouvette à $t_f = 1597$ s; b) Valeurs des déformations horizontales le long de la ligne verticale centrale de l'éprouvette en fonction du temps; c) Diagramme contrainte-déformation obtenu au bas ($y = 0$) au centre de l'éprouvette ($x = L/2$). 168
- Figure 5–11: Évolution du déplacement vertical au centre de la base de l'éprouvette en fonction de la force appliquée F ; a) Comparaison de résultats numériques de la série A_0 avec les valeurs expérimentales de la série Ma-40; b) Comparaison des résultats numériques de la série B_0 avec les valeurs expérimentales de la série Ma-40. 170
- Figure 5–12: Comparaison des résultats obtenus des simulations A_{0-3} et B_{0-3} pour l'essai de flexion sur un échantillon de résidus Malartic avec $w = 7,9$ % (essai M-5); a) Déplacement vertical maximal au bas de l'éprouvette; b) Déformation horizontale maximale le long de la ligne centrale de l'éprouvette; c) Contrainte horizontale maximale le long de l'axe vertical central de l'éprouvette; d) Diagrammes contrainte-déformation pour le point central situé au bas de l'éprouvette. 173
- Figure 5–13: a) Valeurs du déplacement maximal $\delta_{t \max}$ à la fibre inférieure des éprouvettes et b) de la déformation maximale $\epsilon_{t \max}$ à la rupture en fonction du degré de saturation; on montre aussi les courbes de tendance. Valeurs de résistance en traction σ_t en fonction c) de la teneur en eau w et d) du degré de saturation S_r pour les résidus Malartic (série Ma-40; $w_0 = 40\%$) ; valeurs obtenues numériquement et expérimentalement. 174

Figure 5–14: Valeurs du module de Young E issues des analyses expérimentale et numérique pour les résidus Malartic (série Ma-40, essais 1-M, 4-M, 5-M, 7-M, 9-M, 11-M, 14-M et 16-M). 177

Figure 5–15: Résultats des simulations A_{0-3} , A_{1-3} et A_{2-3} : Comparaison des résultats numériques (à $t_f = 1597$ s) et expérimentaux obtenus pour l'essai sur l'échantillon de résidus Malartic (série Ma-40; $w = 7,9\%$) pour différents modules de Young. a) Déplacement vertical maximal au bas de l'éprouvette; b) Déformation horizontale le long de l'axe central vertical; c) Contrainte horizontale le long de l'axe central vertical de l'éprouvette ; d) Diagramme contrainte-déformation pour le point situé au bas, au centre de l'éprouvette. 182

Figure 5–16: Résultats des simulations des séries A_0 , A_1 et A_2 : Comparaison des principaux résultats obtenus numériquement avec différents modules de Young (valeurs simulées et mesurées). a) Déplacement vertical maximal à la rupture $\delta_{t \max}$ en fonction du degré de saturation des résidus; b) Déformation en traction maximale $\varepsilon_{t \max}$ en fonction du degré de saturation S_r des résidus; c) Résistance à la traction σ_t en fonction du degré de saturation S_r des résidus. 184

Figure 5–17: Résultats des simulations B_{0-3} et B_{1-3} : Comparaison des résultats numériques (à $t_f = 1597$ s) et expérimentaux obtenus pour l'échantillon de résidus Malartic (série Ma-40; $w = 7,9\%$) pour différents modules de Young. a) Déplacement vertical maximal au bas de l'éprouvette; b) Déformation horizontale maximale le long de l'axe central vertical; c) Contrainte horizontale maximale le long de l'axe central vertical de l'éprouvette; d) Diagramme contrainte-déformation pour le point situé au bas, au centre de l'éprouvette. . 187

Figure 5–18: Simulations de séries B_0 et B_1 : Comparaison des principaux résultats obtenus numériquement avec différents modules de Young (valeurs simulées et mesurées). a) Déplacement vertical maximal $\delta_{t \max}$ en fonction du degré de saturation des résidus; b) Déformation en traction maximale $\varepsilon_{t \max}$ en fonction du degré de saturation S_r des résidus; c) Résistance à la traction σ_t en fonction degré de saturation S_r des résidus. 189

Figure 5–19: Résultats des simulations B_{0-3} , B_{2-3} et B_{2-3} : Comparaison des résultats numériques (à $t_f = 1597$ s) et expérimentaux obtenus pour l'échantillon de résidus Malartic (série Ma-42, $w = 7,9\%$) pour différentes valeurs de cohésion. (a) Déplacement vertical maximal au bas de l'éprouvette; (b) Déformation horizontale le long de l'axe central vertical à la fin de

l'essai; (c) Contrainte horizontale le long de l'axe central vertical de l'éprouvette à la fin de l'essai; (d) Diagramme contrainte-déformation pour le point situé au bas, au centre de l'éprouvette..... 192

Figure 5–20: Résultats des simulations des séries B₁, B₂ et B₃: Comparaison des principaux résultats obtenus numériquement (à $t_f = 1597$ s) et expérimentalement avec différentes valeurs de cohésion. a) Déplacement vertical maximal $\delta_{t \max}$ en fonction du degré de saturation S_r des résidus; b) Déformation en traction maximale $\varepsilon_{t \max}$ en fonction du degré de saturation S_r des résidus; c) Résistance à la traction σ_t en fonction degré de saturation S_r des résidus..... 194

Figure 5–21: Résultats des simulations C₀₋₃ et C₁₋₃ : Comparaison des résultats numériques obtenus pour l'échantillon de résidus Malartic pour différentes longueurs L. a) Déplacement vertical maximal au bas de l'éprouvette; b) Déformation horizontale maximale le long de l'axe central vertical; c) Contrainte horizontale maximale le long de l'axe central vertical de l'éprouvette; d) Diagramme contrainte-déformation pour le point situé au bas, au centre de l'éprouvette de $t = 0$ à $t = t_p$ (voir tableau A.5.1.4). 199

Figure 5–22: Simulations de séries C₀ et C₁: Comparaison des principaux résultats obtenus numériquement à t_p pour $L = 20$ cm et $L = 35$ cm et valeurs expérimentales. a) Déplacement vertical maximal à la rupture $\delta_{t \max}$ en fonction du degré de saturation S_r des résidus; b) Déformation en traction maximale $\varepsilon_{t \max}$ en fonction du degré de saturation S_r des résidus; c) Résistance à la traction σ_t en fonction degré de saturation S_r des résidus..... 202

Figure 5–23: Résultats des simulations C₀₋₃ et C₂₋₃: Comparaison des résultats numériques obtenus pour différentes épaisseurs h. a) Déplacement vertical maximal au bas de l'éprouvette; b) Déformation horizontale maximale le long de l'axe central vertical; c) Contrainte horizontale maximale le long de l'axe central vertical de l'éprouvette; d) Diagramme contrainte-déformation pour le point situé au bas, au centre de l'éprouvette de $t = 0$ à $t = t_p$, voir tableau A.5.1.4. 204

Figure 5–24: Résultats des simulations des séries C₀ et C₂: Comparaison des principaux résultats obtenus numériquement à t_p pour $h = 35$ mm et $h = 60$ mm et valeurs expérimentales. a) Déplacement vertical maximal $\delta_{t \max}$ en fonction du degré de saturation S_r des résidus; b)

Déformation en traction maximale $\varepsilon_{t \max}$ en fonction du degré de saturation S_r des résidus.	206
Figure 5–25 : Résultats des simulations C_{0-3} et C_{4-3} : Comparaison des résultats numériques et expérimentaux obtenus pour l'échantillon de résidus Malartic (série Ma-40; avec $w = 7,9 \%$) pour $\nu = 0,25$ et $\nu = 0,33$. (a) Déplacement vertical à la rupture au bas de l'éprouvette. (b) Déformation horizontale à la rupture le long de l'axe central vertical (c) Contrainte horizontale à la rupture le long de l'axe central vertical de l'éprouvette, et (d) Diagramme contrainte-déformation pour le point situé au bas, au centre de l'éprouvette.	209
Figure 5–26: Séries C_0 et C_4 : Comparaison des principaux résultats obtenus numériquement à t_p avec différents coefficients de Poisson ν . a) Déplacement vertical maximal $\delta_{t \max}$ en fonction du degré de saturation S_r des résidus; b) Déformation en traction maximale $\delta_{t \max}$ en fonction du degré de saturation S_r des résidus.	210
Figure 5–27 : Valeurs de la résistance en traction obtenue expérimentalement et calculée à partir des équations 2–53, 2–55 et 2–58 pour le résidu Malartic (série Ma-40, avec $e_0 = 1,0$ et $e = 0,84$); les paramètres sont donnés au tableau 5–16.	218
Figure 5–28 : Valeurs de la résistance en traction obtenue expérimentalement et calculée à partir des équations 2–53, 2–55 et 2–58 pour le résidu Goldex (série Go-39 avec $e_0 = 1,0$ et $e = 0,79$); les paramètres sont donnés au tableau 5–16.	218
Figure 5–29 : Valeurs de la résistance en traction obtenue expérimentalement et calculée à partir des équations 2–53, 2–55 et 2–58 pour le résidu Bulyanhulu (série Bu-42 avec $e_0 = 1,2$ et $e = 0,81$); les paramètres sont donnés au tableau 5–16.	219
Figure 5–30 : Valeurs de la résistance en traction (échelle logarithmique) obtenues expérimentalement et à partir du modèle prédictif (éq. 2–53, 2–55 et 2–58) pour le résidu Malartic (Osisko); la figure montre aussi la CRE.	220
Figure 5–31 : Valeurs de la résistance en traction (échelle logarithmique) obtenues expérimentalement et à partir du modèle prédictif (éq. 2–53, 2–55 et 2–58) pour le résidu Goldex; la figure montre aussi la CRE.	221

Figure 5–32 : Valeurs de la résistance en traction (échelle logarithmique) obtenues expérimentalement et à partir du modèle prédictif (éq. 2–53, 2–55 et 2–58) pour le résidu Bulyanhulu; la figure montre aussi la CRE.....	221
Figure 5–33 : Relation entre la résistance à la traction σ_t et la succion ψ pour les résidus Malartic (série Ma-40) : σ_t / ψ en fonction de la succion ψ	223
Figure 5–34 : Relation entre la résistance à la traction σ_t et la succion ψ pour les résidus Goldex (série Go-39) : σ_t / ψ en fonction de la succion ψ	223
Figure 5–35 : Relation entre la résistance à la traction σ_t et la succion ψ pour les résidus Bulyanhulu (série Bu-42) : σ_t / ψ en fonction de la succion ψ	224
Figure 5–36 : Relation entre le rapport σ_t/S_r obtenu des essais de flexion et la CRE mesurée par Saleh-Mbemba (2010) pour les résidus Malartic (Osisko).	225
Figure 5–37 : Relation entre le rapport σ_t/S_r obtenu des essais de flexion et la CRE mesurée par Saleh-Mbemba (2010) pour les résidus Goldex.	225
Figure 5–38 : Relation entre le rapport σ_t/S_r obtenu des essais de flexion et la CRE mesurée par Saleh-Mbemba (2010) pour les résidus Bulyanhulu.	226
Figure 5–39 : Valeurs du rapport c_{app}/S_r prédites par l'équation 5–3 et déterminées à partir des essais de flexion pour le résidu Malartic (série Ma-40, avec $e_0 = 1,0$ et $e = 0,84$).	228

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

a	Distance de séparation entre deux particules du modèle de la résistance à la traction [L]
a_c	Coefficient d'adhésion [-]
a_f	Valeur de la succion au point d'inflexion de la courbe du modèle de Fredlund et Xing reliée à la succion d'entrée d'air [$M.L^{-1}.T^{-2}$]
a_g	Paramètre d'ajustement du modèle Gardner (1958) relié à la succion d'entrée d'air [$M.L^{-1}.T^{-2}$]
a'	Constante des modèles de la résistance à la traction, liée à la granulométrie du matériau [-]
a_l	Distance entre les deux points d'appui supérieurs dans l'essai de flexion à quatre points [L]
A	Aire transversale de l'échantillon dans le test de traction directe [L^2]
AEV, ψ_a	Succion (ou valeur ou pression) d'entrée d'air [$M.L^{-1}.T^{-2}$]
b	Largeur de l'éprouvette des essais de flexion [L]
b_1	Position de la tige du capteur LVDT [L]
b_2	Coefficient d'ajustement de l'équation de calibration du capteur LVDT [-]
b_3	Coefficient d'ajustement de l'équation de calibration du capteur LVDT [-]
c'	Cohésion effective [$M.L^{-1}.T^{-2}$]
c_v	Coefficient de consolidation [$L^2.T$]
c_{app}	Cohésion apparente des sols non saturés [$M.L^{-1}.T^{-2}$]
c_{ult}	Cohésion mesurée à la valeur de la succion résiduelle dans le modèle Vilar (2006) [$M.L^{-1}.T^{-2}$]
CRE	Courbe de rétention d'eau
C_C	Coefficient de courbure [-]

C_c	Indice de compression [-]
C_U	Coefficient d'uniformité [-]
$C(\psi)$	Facteur de correction du modèle de Fredlund et Xing (1994) [-]
d	Diamètre du tube capillaire [L]
d	Diamètre de particules du modèle de la résistance à la traction, Schubert (1984) [L]
d_{SY}	Paramètre d'ajustement du modèle de Shen et Yu (1996) [$M^{-1}.L.T^2$]
D_r	Densité relative ou gravité spécifique des sols [-]
D_H	Diamètre équivalent [L]
D_{10}	Diamètre des particules au 10% de passant cumulé [L]
D_{60}	Diamètre des particules au 60% de passant cumulé [L]
e	Indice des vides [$L^3.L^{-3}$]
e	Nombre naturel ($e = 2.7182818\dots$)
e_a	Indice des vides correspondant à la succion d'entrée d'air [$L^3.L^{-3}$]
e_f	Indice des vides final [$L^3.L^{-3}$]
e_s	Indice des vides à l'état sec [$L^3.L^{-3}$]
e_{min}	Indice des vides minimal [$L^3.L^{-3}$]
E	Module de Young [$M.L^{-1}.T^{-2}$]
E_c	Module de Young en compression [$M.L^{-1}.T^{-2}$]
E_t	Module de Young en traction [$M.L^{-1}.T^{-2}$]
F	Critère de plasticité
F	Charge appliquée lors des essais de flexion [$M.L.T^{-2}$]
F_{max}	Charge maximale appliquée à la rupture lors des essais de flexion [$M.L.T^{-2}$]
F_c	Force due à la différence des pressions extérieures et intérieures du modèle de Schubert (1984) [$M.L.T^{-2}$]

F_s	Force due à la tension de surface $[M.T^{-2}]$
F_s^*	Tension de surface eau-particule du ménisque d'eau du modèle de Schubert (1984) $[M.L.T^{-2}]$
F_t	Force totale capillaire du modèle de Schubert (1984) $[M.L.T^{-2}]$
F^*	Force équivalente appliquée lors l'essai de flexion à quatre points $[M.L.T^{-2}]$
g	Accélération de la gravité $[L.T^{-2}]$
G	Potentiel plastique
h	Rayon interne de la courbure du ménisque du modèle de Schubert (1984) $[L]$
h	Épaisseur de l'éprouvette testée à partir des essais de flexion $[L]$
h_c	Remontée capillaire $[L]$
h_{co}	Hauteur capillaire équivalente $[L]$
h^*	Paramètre lié à la courbure interne du ménisque du modèle de Schubert (1984) $[-]$
I	Moment d'inertie $[L^4]$
I_D	Indice de densité relative $[-]$
I_p	Indice de plasticité $[-]$
I_1	Premier invariant du tenseur de contrainte $[M.L^{-1}.T^{-2}]$
J_2	Deuxième invariant du tenseur de contrainte $[M^2.L^{-2}.T^{-4}]$
J_3	Troisième invariant du tenseur de contrainte $[M^2.L^{-2}.T^{-4}]$
k	Nombre de points de contact entre particules du modèle de Schubert (1984) $[-]$
k_L	Paramètre d'ajustement du modèle de Lee et al. (2005) $[-]$
k_v	Paramètre d'ajustement du modèle de Garven et Vanapalli (2006) $[-]$
L	Longueur de l'éprouvette testée à partir des essais de flexion $[L]$

m	Paramètre de distribution de la taille des pores du modèle MK (Aubertin et al., 1998, 2003)[-]
m_f	Paramètre d'ajustement du modèle de Fredlund et Xing (1994) relié à la teneur en eau résiduelle [-]
m_{vg}	Paramètre du modèle de van Genuchten (1980) lié à la distribution granulométrique du sol [-]
M_{max}	Moment de flexion maximal appliqué lors des essais de flexion [$M.L^2.T^{-2}$]
M_H	Masse de sol humide [M]
M_s	Masse de sol solide [M]
M_T	Masse totale de sol partiellement saturé [M]
n	Porosité [-]
n_f	Paramètre d'ajustement du modèle de Fredlund et Xing (1994) relié à la vitesse d'extraction d'eau une fois que la succion d'entrée d'air est dépassée [-]
n_g	Paramètre d'ajustement du modèle de Gardner (1958) relié à la pente au point d'inflexion de la courbe de rétention d'eau [-]
n_{vg}	Paramètre du modèle de van Genuchten (1980) lié à la distribution granulométrique du sol [-]
N_{max}	Valeur maximale de la force axiale appliquée dans le test de traction [$M.L^2.T^{-2}$]
O.M.C	Teneur en eau optimale de l'essai Proctor (%)
P_c	Pression capillaire négative ou succion matricielle du modèle de Schubert (1975, 1984) [$M.L^{-1}.T^{-2}$]
P_{max}	Masse totale appliquée à la rupture de l'éprouvette lors des essais de flexion [M]
r	Rayon externe de la courbure du ménisque du modèle de Schubert (1984) [L]

r^*	Paramètre lié à la courbure externe du ménisque du modèle de Schubert (1984) [-]
S_a	Composant du degré de saturation dû aux forces d'adhésion du modèle MK (Aubertin et al., 1998, 2003)[-]
S_c	Composant du degré de saturation dû aux forces capillaires du modèle MK (Aubertin et al., 1998, 2003) [-]
S_{ca}	Degré de saturation correspondant à l'AEV du modèle de Schubert (1984) [-]
S_f	Degré de saturation correspondant à la succion résiduelle du modèle de Schubert (1984) [-]
S_r	Degré de saturation [$L^3.L^{-3}$]
u_a	Pression d'air interstitielle [$M.L^{-1}.T^{-2}$]
u_w	Pression d'eau dans les pores du sol [$M.L^{-1}.T^{-2}$]
$(u_a - u_w)_a$	Succion d'entrée d'air [$M.L^{-1}.T^{-2}$] (aussi AEV, ψ_a)
$(u_a - u_w)$ ou ψ	Succion matricielle [$M.L^{-1}.T^{-2}$]
$(u_a - u_w)_f$	Succion matricielle à la rupture dans l'essai de cisaillement direct [$M.L^{-1}.T^{-2}$]
V	Vitesse d'application de la charge lors des essais de flexion [$M.L.T^{-3}$]
V_s	Volume de sol solide [L^3]
V_T	Volume total de sol partiellement saturé [L^3]
V_v	Volume de vides [L^3]
V_w	Volume d'eau [L^3]
w	Teneur en eau gravimétrique [%]
w_a	Teneur en eau correspondant à l'AEV [%]
w_{es}	Teneur en eau à la limite de retrait réelle [%]
w_L	Teneur en eau à la limite de liquidité [%]

w_{opt}	Teneur en eau optimale de l'essai Proctor [%]
w_p	Teneur en eau à la limite de plasticité [%]
w_s	Teneur en eau à la limite de retrait [%]
w_0	Teneur en eau initiale [%]
W	Poids du cylindre (moule et sol) dans le test de traction directe [M.L.T ⁻²]
W_s	Poids de la partie supérieure de l'échantillon après la rupture dans le test de traction [M.L.T ⁻²]
y_{max}	Distance entre la fibre la plus éloignée et l'axe neutre dans l'essai de flexion [L]
α	Tension de surface de l'eau dans le modèle de Schubert (1984) [M.T ⁻²]
α_{vg}	Paramètre d'ajustement du modèle de van Genuchten relié à la succion d'entrée d'air [M.L ⁻¹ .T ⁻²]
β	Angle d'inclinaison de l'éprouvette dans le test de traction directe [°]
δ	Angle de contact entre les particules et le ménisque du modèle de la résistance en traction de Schubert (1984) [°]
δ	Angle de contact eau-solide [°]
δ_c	Déplacement vertical en haut de l'éprouvette [L]
$\delta_{c\ max}$	Déplacement vertical maximal en haut de l'éprouvette à $x = L/2$ [L]
δ_t	Déplacement vertical au bas de l'éprouvette [L]
$\delta_{t\ max}$	Déplacement vertical maximal au bas de l'éprouvette à $x = L/2$ [L]
ε_c	Déformation horizontale en compression [-]
ε_p	Déformation plastique [-]
ε_t	Déformation horizontale en traction [-]
ε_x	Déformation horizontale [-]
$\varepsilon_{c\ max}$	Déformation horizontale maximale en compression à $x=L/2$ et $y=0$ [-]

$\epsilon_{t \max}$	Déformation horizontale maximale en traction à $x = L/2$ et $y = 0$ [-]
ρ_d	Densité sèche du sol [$M.L^{-3}$]
ρ_s	Densité des grains solides [$M.L^{-3}$]
ρ_w	Densité de l'eau [$M.L^{-3}$]
ρ_{hum}	Densité de sol partiellement saturé [$M.L^{-3}$]
θ	Angle de lode [-]
θ ou θ_w	Teneur en eau volumique [$L^3.L^3$]
θ_r	Teneur en eau réduite [$L^3.L^3$]
θ_r	Teneur en eau résiduelle [$L^3.L^3$]
θ_s	Teneur en eau volumique à la saturation [$L^3.L^3$]
θ_{st}	Teneur en eau volumique à la saturation [$L^3.L^3$]
θ^*	Angle du ménisque formé entre deux particules sphériques du modèle de Schubert (1984) [-]
ϕ^b	Angle de friction dans le plan contrainte de cisaillement vs succion [-]
ϕ'	Angle de friction interne effectif des sols saturés [-]
ϕ_{CU}	Angle de friction non drainée [-]
σ	Contrainte totale [$M.L^{-1}.T^{-2}$]
$\sigma_{c \max}$	Contrainte de compression maximale au haut de l'éprouvette lors d'un essai de flexion [$M.L^{-1}.T^{-2}$]
σ_t	Résistance à la traction [$M.L^{-1}.T^{-2}$]
σ_{tc}	Résistance en traction à l'état capillaire [$M.L^{-1}.T^{-2}$]
σ_{tf}	Résistance en traction à l'état funiculaire [$M.L^{-1}.T^{-2}$]
σ_{tp}	Résistance en traction à l'état pendulaire [$M.L^{-1}.T^{-2}$]
σ_x	Contrainte horizontale [$M.L^{-1}.T^{-2}$]
σ_y	Contrainte verticale [$M.L^{-1}.T^{-2}$]

$(\sigma - u_w)$	Contrainte normale effective $[M.L^{-1}.T^{-2}]$
$(\sigma - u_a)$	Contrainte normale nette $[M.L^{-1}.T^{-2}]$
$(\sigma - u_a)_f$	Contrainte normale nette à la rupture dans l'essai de cisaillement direct $[M.L^{-1}.T^{-2}]$
τ	Résistance au cisaillement $[M.L^{-1}.T^{-2}]$
τ_f	Résistance au cisaillement de l'essai de cisaillement directe $[M.L^{-1}.T^{-2}]$
τ_{xy}	Contrainte de cisaillement $[M.L^{-1}.T^{-2}]$
ν	Coefficient de Poisson [-]
χ	Paramètre d'ajustement de la résistance au cisaillement déterminé expérimentalement du modèle de Bishop (1959, 1961) [-]
ψ_n	Paramètre de succion normalisée $[M.L^{-1}.T^{-2}]$
ψ_{osm}	Valeur de la succion osmotique $[M.L^{-1}.T^{-2}]$.
ψ_r	Valeur de la succion résiduelle $[M.L^{-1}.T^{-2}]$
ψ_{st}	Valeur de la succion à la saturation $[M.L^{-1}.T^{-2}]$
ψ_w ou WEV	Valeur de la succion d'entrée d'eau $[M.L^{-1}.T^{-2}]$
ψ_0	Valeur de la succion à l'état sec $[M.L^{-1}.T^{-2}]$
λ_{BC}	Indice de distribution de la taille des pores dans le modèle de Brooks et Corey (1964) [-]
λ_L	Paramètre d'ajustement du modèle de Lee et al. (2005) [-]
λ'	Paramètre d'ajustement du modèle de Khalili et Khabbaz et al. (1998) [-]
γ	Poids unitaire total $[M.L^{-2}.T^{-2}]$
γ_d	Poids unitaire du sol sec $[M.L^{-2}.T^{-2}]$
γ_{xy}	Déformation de cisaillement [-]

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE 3.1 – Paramètres de la courbe de rétention d'eau	247
ANNEXE 3.2 – Montage pour la mesure de déplacement à la fibre supérieure de l'éprouvette.....	249
ANNEXE 3.3 – Courbes d'estimation du temps de séchage des spécimens	251
ANNEXE 4.1 – Propriétés et caractéristiques des spécimens prismatiques.....	252
ANNEXE 4.2 – Courbes de calibration du LVDT placé en-dessous des éprouvettes lors des essais de flexion.....	257
ANNEXE 4.3 – Courbes de calibration du LVDT placé au-dessus des éprouvettes lors des essais de flexion (série Ma-33).....	264
ANNEXE 4.4 – Données recueillies par le capteur électrique placé en-dessous des éprouvettes lors des essais de flexion.....	265
ANNEXE 4.5 – Données recueillies par le capteur électrique placé au-dessus des éprouvettes lors de la série d'essais Ma-33.....	277
ANNEXE 4.6 – Programme d'essais de flexion.....	278
ANNEXE 4.7 – Résultats de l'analyse des données issues des essais de flexion.....	280
ANNEXE 4.8 – Résultats de l'analyse minéralogique post-essai sur les résidus Bulyanhulu	284
ANNEXE 5.1 – Résultats des simulations numériques.....	285
ANNEXE 5.2 – Zones de plasticité pour le cas B ₂₋₃	288
ANNEXE 5.3 – Principaux résultats des simulations C ₃₋₃	289

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Généralités

Le Québec, où l'activité minière a grandement progressé de 2001 à 2011, se positionne comme le deuxième producteur en importance au Canada. Cette industrie minière, bénéfique pour l'économie, génère aussi de grandes quantités de différents types de rejets. L'exploitation des mines en roche dure produit ainsi, entre autres, des roches stériles et des résidus miniers. Les roches stériles, issues de l'opération minière, sont des matériaux avec une granulométrie étalée et grossière qui montrent des propriétés géotechniques complexes et souvent très variables. Ces stériles sont usuellement entreposés en surface sous forme de haldes. Les résidus miniers produits par les opérations minéralurgiques sont usuellement transportés sous forme de pulpe avec une densité variant entre 30 % et 45 % (Vick, 1990; Aubertin et al., 2002) vers un parc à résidus. Ces rejets de concentrateur contiennent un pourcentage élevé de particules fines (souvent plus de 70% passant le tamis 80 μm ; e.g. Aubertin et al., 2002; Bussière, 2007). La plus part du temps, ils sont stockés en surface initialement à l'état saturé (lâche). Ils peuvent aussi être utilisés pour remblayer les chantiers miniers.

L'entreposage de ces rejets miniers peut générer des risques environnementaux liés notamment à la génération d'eaux de drainage minier acides (DMA) lorsque les rejets sont potentiellement réactifs, ou des instabilités physiques (géotechniques) des structures. La stabilité des digues de retenue des résidus miniers est toujours préoccupante, car de nombreux cas de rupture se sont produits au cours des dernières années partout dans le monde (Aubertin et al., 2011). Les défis géotechniques sont nombreux en raison de la nature complexe des résidus miniers. Dans certains cas, ces résidus se désaturent et peuvent alors être soumis à des efforts de traction qui peuvent provoquer l'apparition des fissures conduisant à une altération de leurs propriétés géotechniques et environnementales.

À cet égard, une bonne compréhension du comportement des résidus miniers non saturés s'avère essentielle. Ce travail expose certaines des caractéristiques fondamentales des résidus non saturés et des concepts de base pour aider à comprendre leur comportement géotechnique. Ce projet vise aussi à compléter d'autres études portant sur une gestion efficace des problèmes hydro-

mécaniques et environnementaux liés à l'entreposage des résidus miniers menées par la Chaire industrielle CRSNG Polytechnique-UQAT en environnement et gestion des rejets miniers.

En condition non saturée, les résidus, qui sont normalement sans cohésion (pulvérulents) à l'état saturé, tendent à développer une cohésion apparente en raison des forces capillaires (Lu et al., 2007). Cette cohésion apparente dépend des propriétés et de l'état de saturation du matériau, et elle ajoute une résistance en traction souvent négligée. Ce comportement, qui a été très peu analysé auparavant (sauf pour les sols argileux), est important puisqu'il est lié à la résistance au cisaillement et au processus de fissuration en phase de dessiccation. Divers travaux montrent néanmoins que la fissuration de ce genre de matériaux est associée au comportement en traction (Thusyanthan et al., 2007; Wang et al., 2007; Péron et al., 2009; Saleh-Mbemba, 2010). Ces aspects sont revus dans ce projet.

La résistance à la traction dépend des mêmes mécanismes que la capacité de rétention d'eau des sols non saturés (Kim et Sture, 2008). Elle varie notamment avec la granulométrie, la densité et la teneur en eau du matériau. Il existe diverses méthodes de mesure pour déterminer la résistance en traction d'un sol. Ces méthodes sont souvent assez laborieuses à mettre en œuvre, et la plupart des essais sont peu applicables aux résidus miniers non saturés, notamment à cause de leur très faible cohésion effective. Parmi les essais de traction (indirecte), on retrouve notamment l'essai brésilien (compression diamétrale) et l'essai de flexion (i.e. avec trois ou quatre points d'appui). Comme on le verra dans la suite, les essais de flexion représentent une approche intéressante pour mesurer la résistance à la traction d'éprouvettes prismatiques de résidus miniers non saturés. Ils permettent aussi d'évaluer le module de Young à partir de la mesure du déplacement au bas (et au haut) de l'éprouvette. La résistance à la traction peut être liée à la cohésion apparente, lorsque l'on connaît l'angle de friction ϕ' (selon le critère de Mohr Coulomb; e.g. Lu et Likos, 2004). Les essais de traction permettraient donc d'obtenir indirectement la valeur de la cohésion apparente.

On retrouve aussi certains modèles prédictifs basés sur la théorie capillaire et d'autres basés sur la courbe de rétention d'eau (Rumpf, 1961; Schubert, 1975, 1984; Kim, 2001). Ces modèles sont applicables aux sols naturels et n'ont pas été validés sur des résidus miniers. Certains de ceux-ci ont été utilisés dans ce projet.

Cette étude s'intègre dans un projet d'une plus grande envergure portant sur la gestion efficace des résidus miniers afin de réduire les impacts négatifs sur l'environnement.

1.2 Projet de recherche et contenu du mémoire

Ce projet porte sur l'évaluation du comportement en traction des résidus miniers non saturés. Des résidus miniers provenant de trois sites miniers différents ont été analysés, i.e. Malartic (Osisko), Goldex et Bulyanhulu. Ces résidus présentent des propriétés géotechniques assez semblables. Certaines de ces propriétés ont été évaluées précédemment lors d'autres travaux (Martin et al., 2005, 2006; Saleh-Mbemba, 2010; Pabst, 2011; L-Bolduc, 2012; Poncelet, 2012).

Pour ce projet, un nouveau protocole expérimental, inspiré de la norme ASTM D1635 (2006) et des travaux de Saleh-Mbemba (2010), a été proposé pour déterminer la résistance à la traction des résidus miniers non saturés à partir d'essais de flexion sur des éprouvettes précédemment asséchées à l'air libre. Les valeurs expérimentales de la résistance à la traction des résidus miniers ont été validées (en partie) à partir d'une méthode prédictive et de simulations numériques.

Les objectifs spécifiques de la recherche peuvent être énoncés comme suit :

- Mesurer la résistance à la rupture sur des éprouvettes de résidus miniers non saturés.
- Analyser l'influence du degré de saturation sur la résistance à la traction des résidus miniers
- Évaluer le lien entre la résistance à la traction des résidus miniers et la succion.
- Identifier les paramètres qui affectent le comportement en traction des résidus miniers.
- Analyser l'influence du degré de saturation et de la succion sur la cohésion apparente et le module de Young des résidus miniers.

Ce mémoire est composé de 6 chapitres. Suite à une brève mise en contexte et la description générale du projet au chapitre 1, le chapitre 2 présente les notions de base qui seront utiles pour la compréhension du sujet de recherche, incluant les caractéristiques des résidus miniers, la courbe de rétention d'eau, la mesure de la résistance à la traction, la cohésion apparente, et le module de Young et une description sommaire du code numérique SIGMA/W. Le chapitre 3 décrit les caractéristiques géotechniques des résidus miniers utilisés dans le programme expérimental. On y présente également le montage et les protocoles expérimentaux employés pour les essais sur les

résidus. Le chapitre 4 présente les résultats des essais menés sur les trois types de résidus ainsi que l'analyse et l'interprétation de base de ces résultats. Les résultats de simulations numériques effectués avec le code SIGMA/W sont présentés au chapitre 5. Le code numérique est d'abord utilisé pour reproduire les résultats obtenus au laboratoire. Par la suite, une analyse paramétrique de l'essai de flexion est présentée. On termine le chapitre 5 par une discussion générale des résultats expérimentaux et numériques, où les aspects clés de cette recherche sont évalués. Le chapitre 6 est consacré aux conclusions de l'ensemble des résultats et aux recommandations générales pour la suite des travaux.

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE

2.1 Origine et propriétés de base des résidus miniers.

L'industrie minière a connu une grande expansion au niveau mondial, jusqu'à tout récemment, en raison notamment d'une demande croissante de la société. Avec le prix élevé de certains minéraux, il existe une tendance à exploiter des minerais avec de faibles concentrations de minéraux (p.e. souvent en bas de 5 g par tonne de minerai d'or; e.g. Blight, 2010). De plus, l'exploitation minière se fait de plus en plus à grande échelle afin de générer de meilleurs profits. Ainsi, la quantité de rejets provenant des activités minières est également en croissance. Dans ce mémoire, on s'intéresse aux rejets des mines en roches dures, provenant principalement de l'exploitation de minerais de zinc, or, cuivre, plomb, molybdène et nickel. Les résidus miniers, sur lesquels porte ce projet, proviennent du concentrateur de la mine. Leur gestion peut poser beaucoup de difficultés (Vick, 1990; Aubertin et al., 2002). Ces résidus sont transportés sous forme de pulpe (figure 2–1) et stockés dans de grands bassins appelés 'parcs à résidus', entourés par des digues. Ces résidus miniers se consolident sous leur propre poids et ils peuvent se drainer et devenir désaturés (Aubertin et al., 2002; Blight, 2010).



Figure 2–1 : Décharge des résidus miniers sur un parc à résidus (prise de Bussière, 2007)

La déposition des résidus peut se faire par lance à robinets, en bout de tuyau (de façon ponctuelle) ou par hydrocyclone (Aubertin et al., 2002). Il existe aussi de méthodes alternatives comme transporter les résidus asséchés par convoyeur et les décharger à partir d'une rampe (Bligh, 2010). Le type de déposition doit s'adapter aux besoins et aux conditions du projet.

Les rejets de concentrateur sont formés de roches broyées finement. En conséquence, ils ont une teneur en particules fines ($\leq 80 \mu\text{m}$) typiquement supérieure à 70 % (Aubertin et al., 2002; Bussière, 2007). La figure 2-2 présente des courbes granulométriques recueillies par Bussière (2007) et par Aubertin et al. (2002). Les courbes montrées aux figures 2-2a et 2-2b correspondent aux résidus (avant et après leur déposition, respectivement) de différentes mines localisées au Canada et au Québec. On constate que les résidus dont les courbes sont montrées à la figure 2-2b sont généralement plus grossiers que celles de la figure 2-2a (ce qui est souvent le cas pour les mines plus anciennes; Aubertin et al., 2002)

Les valeurs typiques du diamètre D_{10} varient entre 0,001 et 0,004 mm, et jusqu'à 0,01 mm pour des résidus grossiers. Les valeurs du diamètre D_{60} sont comprises entre 0,01 mm et 0,05 mm pour les résidus fins et entre 0,02 mm et 0,2 mm pour les résidus plus grossiers.

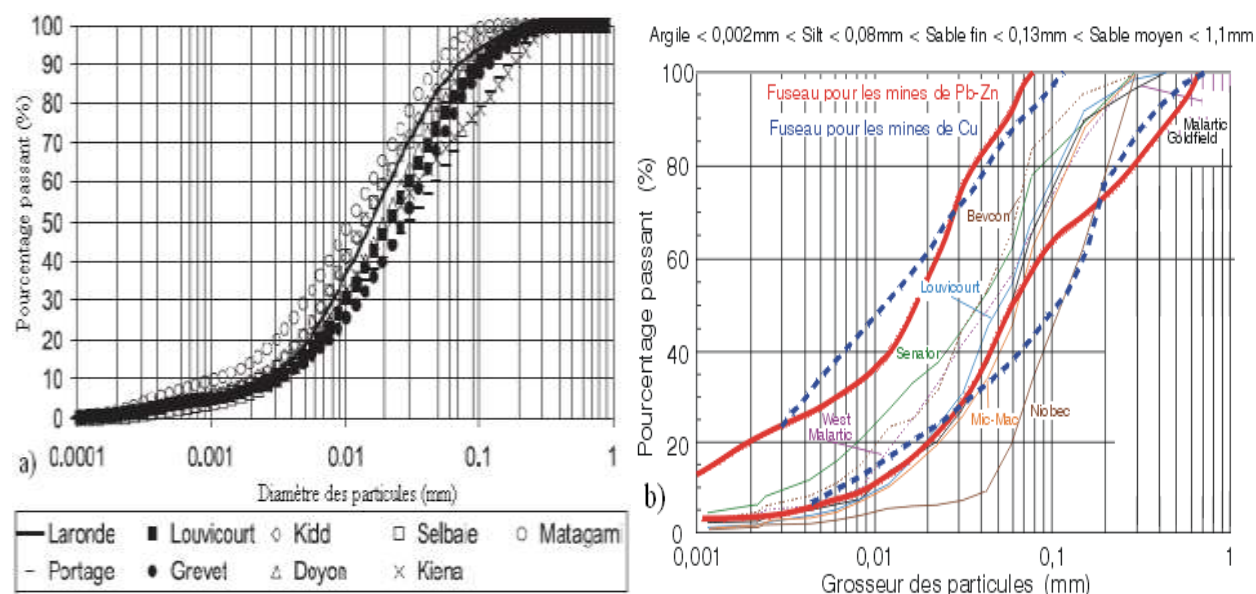


Figure 2-2 : Courbes granulométriques de résidus provenant de mines en roches dures d'origine canadienne et québécoise a) tirées de Bussière (2007); b) tirées de Aubertin et al. (2002).

Les résidus issus de l'exploitation de roches dures ont en général une très faible plasticité (indice de plasticité $I_p < 10 \%$; Aubertin et al., 1996, 2002). Bussière (2007) rapporte que la limite de liquidité $w_L < 40 \%$ et la limite de plasticité $w_p < 15 \%$. Les résidus miniers fins sont généralement classifiés comme silt peu plastique (ML) et les résidus grossiers comme sable silteux (SM). La granulométrie des résidus miniers dépend de plusieurs facteurs notamment la minéralogie du minerai et la méthode de broyage et d'extraction (Aubertin et al., 2002; Bligh, 2010).

La densité relative D_r dépend aussi de la minéralogie du minerai. Bussière (2007) indique que D_r varie entre 2,6 et 2,9 pour les résidus de mines d'or, tandis que pour les résidus sulfureux D_r varie entre 2,9 et 4,0 (ou plus). On retrouve aussi des valeurs de D_r plus faibles pour les résidus provenant des mines de charbon par exemple (Vick, 1990).

Le poids unitaire (ou volumique) sec γ_d des rejets miniers peut varier de 11,5 kN/m³ à 18,0 kN/m³ pour des valeurs typiques d'indice des vides e de 0,6 à 0,9 (Aubertin et al., 2002).

Vick (1990) rapporte que l'angle de friction effectif des résidus ϕ' est généralement compris entre 30  et 42  tandis que l'angle de friction non drainée ϕ_{CU} varie entre 14  et 25 . Ces valeurs de l'angle de friction interne sont plus élevées que celles normalement associées aux sols fins de faible plasticité en raison de l'angularité des particules des résidus. La valeur de la cohésion effective c' est proche de zéro, alors que la cohésion non drainée c peut varier entre 0 et 100 kPa.

2.2 Comportement des sols non saturés

Les résidus miniers peuvent se retrouver au-dessus de la nappe phréatique, dans un état non saturé (comme les sols qui se retrouvent proches de la surface). Ces matériaux sont affectés par les conditions climatiques. Les phénomènes de précipitation, évaporation et évapotranspiration jouent un rôle capital sur la position de la nappe phréatique et par conséquent, sur l'épaisseur de la zone non saturée.

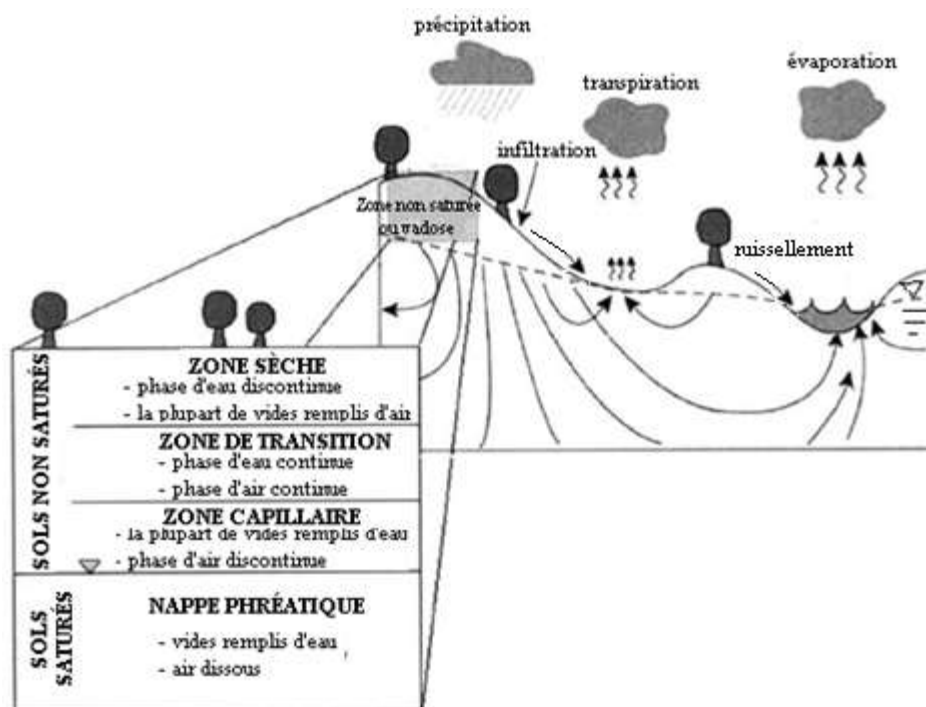


Figure 2–3 : Représentation de la zone non saturée au-dessus de la nappe phréatique (adaptée de Fredlund, 2006).

La figure 2–3 présente un schéma de la zone non saturée (zone vadose) et les interactions existantes au cours du cycle hydrologique près de la surface d'un sol. La position de la nappe phréatique dans un sol dépend de la topographie de la région, des propriétés du sol, et des conditions environnementales et climatiques (Lu et Likos, 2004). L'eau est retirée du sol soit par évaporation en surface, ou par évapotranspiration en présence d'une couverture végétale. Les processus de précipitation, ruissellement et infiltration provoquent un flux de drainage de l'eau de la surface vers le bas, jusqu'à la nappe phréatique.

Les figures 2–3 et 2–4 montrent les sols non saturés comme étant tri-phasiques. La plupart des vides de la zone capillaire, où le degré de saturation S_r est proche 100 %, sont remplis par l'eau (phase liquide continue). L'eau domine alors le comportement et l'air ne peut pas se déplacer librement. La zone intermédiaire comporte une phase liquide et une phase gazeuse qui sont continues toutes les deux; l'eau et l'air peuvent de ce fait se déplacer. Dans la zone « sèche » près de la surface, l'air occupe l'essentiel des pores et l'eau est liée au contact des particules (Delage et Cui, 2000). La phase liquide n'est pas continue dans la zone sèche, et le degré de saturation

peut tendre vers zéro ($S_r \rightarrow 0\%$). Schubert et al. (1975) définit trois états pour les sols granulaires non saturés: (a) pendulaire, (b) funiculaire et (c) capillaire; ceci est illustré à la figure 2–4.

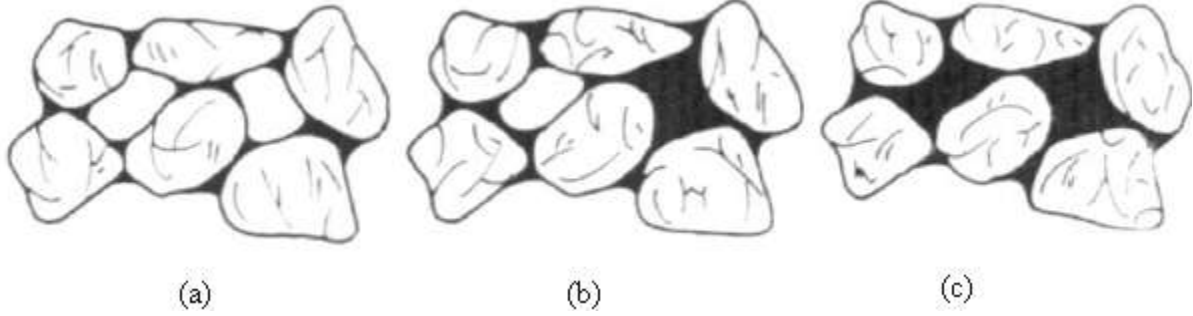


Figure 2–4 : États de saturation dans les sols granulaires non saturés: a) état pendulaire; b) état funiculaire; c) état capillaire quasi-saturé (Schubert et al., 1975).

Fredlund et Morgenstern (1977) ont proposé deux états de contraintes pour caractériser les sols non saturés, soit la contrainte normale nette ($\sigma - u_a$) et la succion matricielle ($u_a - u_w$). Ces variables d'état sont souvent exprimées sous forme de tenseurs:

$$\begin{bmatrix} (\sigma_x - u_a) & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & (\sigma_y - u_a) & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & (\sigma_z - u_a) \end{bmatrix} \quad (2-1)$$

$$\begin{bmatrix} (u_a - u_w) & 0 & 0 \\ 0 & (u_a - u_w) & 0 \\ 0 & 0 & (u_a - u_w) \end{bmatrix} \quad (2-2)$$

où σ_i est la contrainte totale sur les axes x, y et z; u_a est la pression d'air; u_w est la pression d'eau; τ_{ij} est la contrainte de cisaillement.

Dans le cas des sols saturés, sous la surface de la nappe phréatique, la pression d'air est égale à la pression d'eau (i.e. $u_a = u_w$). On obtient donc une succion matricielle nulle, $(u_a - u_w) = 0$, et une contrainte nette égale à la contrainte effective de Terzaghi, $\sigma - u_a = \sigma - u_w$ (e.q. Fredlund et

Rahardjo, 1993). Le comportement des sols saturés est alors représenté par un seul tenseur de contraintes.

Outre la succion matricielle $u_a - u_w$, les sols sont affectés par la succion osmotique ψ_{osm} qui représente le potentiel négatif de l'eau dans les pores du sol associé aux effets des solutés dissous dans l'eau interstitielle. Cette succion ψ_{osm} est en générale peu utilisée en géotechnique et elle ne sera pas considérée dans ce mémoire.

2.2.1 Phénomène de capillarité

En général, les effets de la capillarité sont d'abord reliés à la succion matricielle ($u_a - u_w$). La pression d'eau négative u_w dans les pores du sol résultant de la tension de surface provoque la désaturation du sol. Le phénomène de capillarité est produit lorsqu'une molécule d'eau se retrouve à l'interface entre deux fluides (par exemple l'eau et l'air). Les molécules d'eau à l'interface eau-air sont soumises à des forces d'interaction non équilibrées. Elles sont attirées plus fortement vers la masse d'eau et une tension de surface α est générée à l'interface avec l'air (Delage et Cui, 2000).

La remontée capillaire dans un sol est associée au mouvement ascendant de l'eau au-dessus de la nappe phréatique. Divers modèles basés sur des tubes capillaires avec des géométries de pore idéalisées ont été développés pour prédire la hauteur finale et le taux de la remontée capillaire (Lu et Likos, 2004). La figure 2-5 représente la remontée capillaire de l'eau dans un tube de petit rayon.

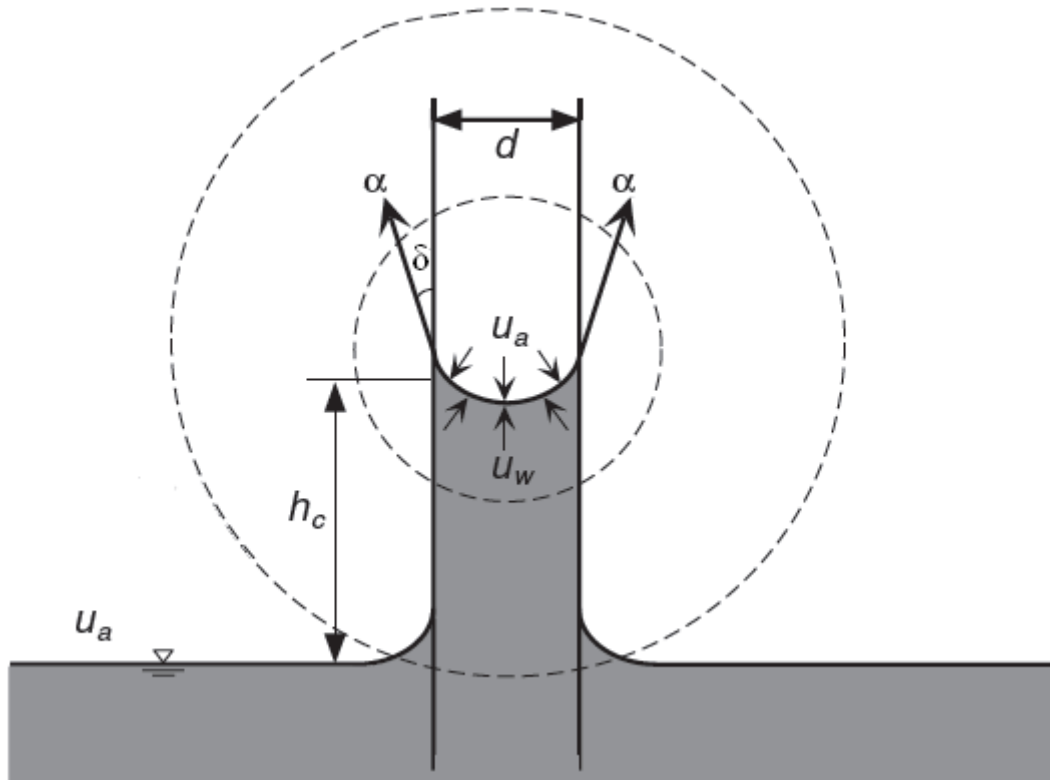


Figure 2–5 : Remontée capillaire dans un tube de rayon petit (tiré de Lu et Likos, 2004).

À partir de la figure 2–5, on peut écrire l'équilibre du ménisque (quasi) sphérique entre les actions dirigées vers le haut (données par $\alpha \pi d \cos \delta$) et les actions dirigées vers le bas, correspondant au poids de la colonne d'eau ayant une hauteur h_c (données par $h_c \rho_w g \frac{\pi}{4} d^2$; Lu et Likos, 2004; Delage et Cui, 2000). Ainsi la hauteur de la remontée capillaire h_c est déterminée par la loi de Jurin :

$$h_c = \frac{4\alpha \cos \delta}{d \rho_w g} \quad (2-3)$$

où δ (°) est l'angle de contact eau-solide; α est la tension de surface (N.m^{-1}); d est le diamètre du tube capillaire (exprimé en mètres); ρ_w est la masse volumique (densité) de l'eau (1000 kg/m^3) et g est l'accélération de la gravité ($9,81 \text{ m/s}^2$). Cette équation indique que la hauteur de la remontée capillaire h_c est inversement proportionnelle au diamètre d du tube.

2.2.2 Courbe de rétention d'eau, CRE

La courbe de rétention d'eau détermine la capacité des sols non saturés à attirer et retenir l'eau (Delage et Cui, 2001). La courbe de rétention d'eau CRE définit la relation entre le volume de l'eau présente dans le sol et la succion matricielle. La quantité d'eau dans le sol peut être exprimée en termes de la teneur en eau volumique θ ou gravimétrique w , ou du degré de saturation S_r (e.g. Mbonimpa et al., 2006). Pour les sols déformables, certains paramètres sont cependant mieux définis sur la courbe du degré de saturation en fonction de la succion matricielle (Mbonimpa et al., 2006).

La CRE joue un rôle clé lors de l'évaluation, directe ou indirecte, de la conductivité hydraulique, de l'écoulement de l'eau, de la résistance au cisaillement, de la déformation et du changement de volume d'un sol non saturé (Lu et Likos, 2004; Guan et al, 2010).

Les valeurs de succion pour la caractérisation du comportement hydrique peuvent varier de 0 (état saturé) à 10^6 kPa (état considéré comme sec $\theta \rightarrow 0$). On peut voir à la figure 2–6 l'allure des courbes de rétention d'eau d'un sol et les caractéristiques et paramètres d'intérêt.

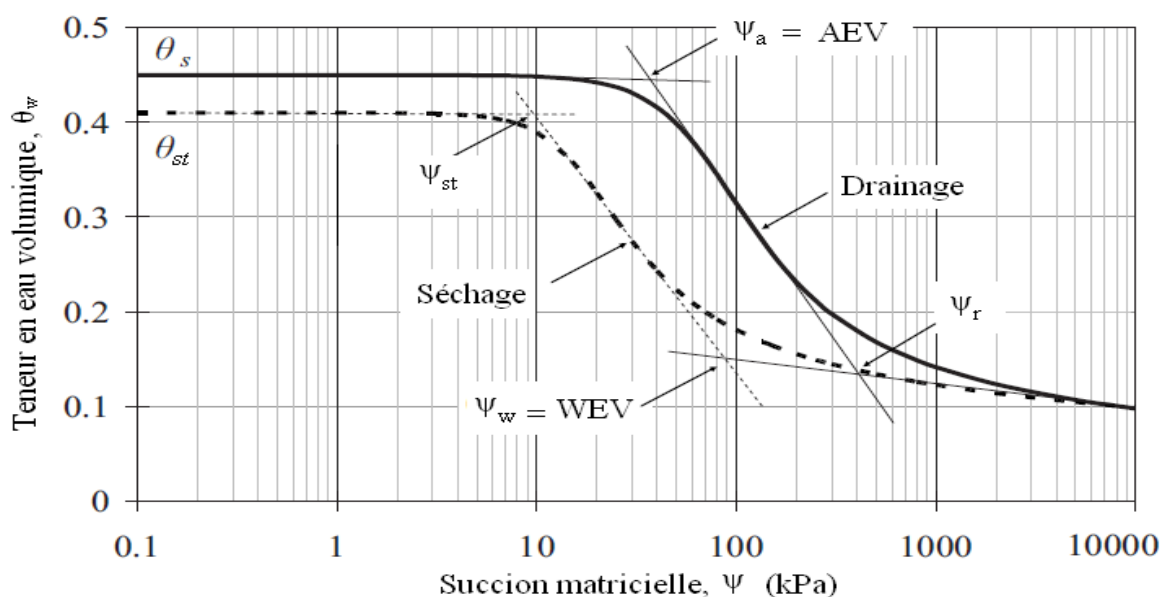


Figure 2–6 : Représentation schématique de la courbe de rétention d'eau (en drainage et en mouillage) et des termes pour définir la CRE (adapté de Guan et al., 2010).

La teneur en eau volumique à la saturation $\theta_s = n$, la teneur en eau résiduelle θ_r , la valeur d'entrée d'air $AEV \equiv \psi_a$, la succion matricielle résiduelle ψ_r , la valeur de succion à saturation ψ_{st} , et la valeur d'entrée d'eau WEV sont montrées à la figure 2–6.

Sur la figure 2–6, la teneur en eau volumique à la saturation $\theta_s = n$, où tous les espaces des pores disponibles sont remplis d'eau, correspond à la branche initiale en drainage de la courbe. La valeur d'entrée d'air $AEV \equiv \psi_a$, sur la branche de drainage, est la valeur de la succion à laquelle l'air commence à entrer dans les pores les plus gros et à favoriser le processus de désaturation. La succion matricielle résiduelle ψ_r représente la condition à partir de laquelle de très grandes variations de succion sont nécessaires pour entraîner des variations importantes de teneur en eau (Lu et Likos, 2004). En condition de mouillage, on retrouve la valeur d'entrée d'eau $WEV \equiv \psi_w$ et la valeur de succion à saturation ψ_{st} . La première représente la valeur de la succion à laquelle l'eau entre dans les pores du sol; il s'agit d'un indicateur du début de la re-saturation d'un sol. La deuxième valeur ψ_{st} correspond au point où la phase gazeuse n'est plus continue dans le milieu poreux du sol. Cette valeur correspond à une teneur en eau à saturation $\theta_{st} \leq \theta_s = n$ en raison de l'air emprisonné dans les pores.

La figure 2–6 montre qu'il n'existe pas de relation univoque entre la teneur en eau et la succion matricielle. En effet, la courbe en drainage ou séchage (désorption) est usuellement différente de celle en mouillage (imbibition) dû au phénomène d'hystérésis (Maqsoud et al., 2002, 2004, 2006, 2012; Lu et Likos, 2004). Ce phénomène est lié à cinq mécanismes principaux (Lu et Likos, 2004):

- L'effet de goulot qui est liée à une géométrie des pores non uniforme.
- L'altération de la structure liée aux effets de gonflement et de retrait.
- L'effet de l'angle de contact solide-liquide (qui diffère en mouillage et en séchage).
- Le piégeage d'air dans certains pores.
- La condensation capillaire à de faibles teneurs en eau.

La courbe en drainage est la plus utilisée vu qu'elle est plus facile à mesurer. Cependant, le choix de la courbe doit être adapté aux besoins de l'étude. Dans certains cas, il est préférable d'utiliser la CRE en mouillage ou la moyenne des courbes en mouillage et en séchage (Fredlund, 2006).

La courbe de rétention d'eau est utilisée, entre autre, pour estimer la résistance à la traction non saturée. Trois états de saturation sont souvent identifiés dans les sols non saturés (soumis à des pressions négatives, ou succions) tel que vu à la figure 2-4, soit l'état capillaire (quasi-saturé), l'état funiculaire de transition et l'état pendulaire à une teneur en eau $\theta \leq \theta_r$ (Kim et Sture, 2008). Ces états sont présentés à la figure 2-7.

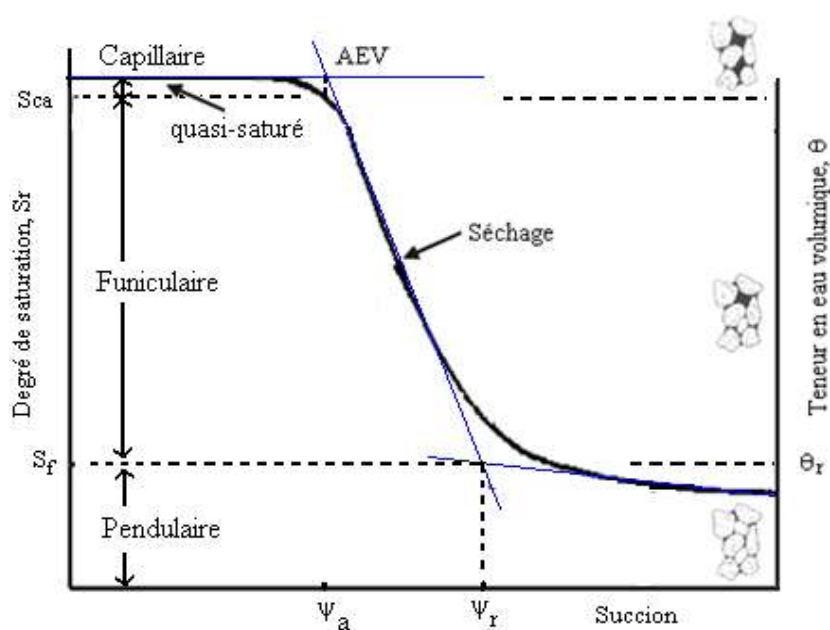


Figure 2-7 : Représentation graphique des états caractéristiques des sols non saturés (modifié de Kim et Sture, 2008).

Outre les paramètres conventionnels définis précédemment (i.e. ψ_r , $\psi_a = \text{AEV}$, θ_s , θ_r , ψ_w , θ_{st} et ψ_{st}), on identifie également deux autres paramètres : S_{ca} et S_f qui délimitent les états capillaire, funiculaire et pendulaire de la CRE. Le degré de saturation S_{ca} correspond à la valeur de la succion à laquelle l'air commence à rentrer dans le sol (ψ_a). Le degré de saturation $S_f (\equiv \theta_r/n)$ correspondant à la valeur de la succion résiduelle ψ_r indique que la phase liquide du sol devient discontinue.

Sur la figure 2–7, les paramètres S_{ca} , S_f , ψ_r et ψ_a sont déterminés selon la méthode des tangentes sur la CRE lissée (e.g. Kim et Sture, 2008). Pour cela, une horizontale est tracée à partir de $S_r = 100\%$. On prolonge la portion rectiligne inclinée de la courbe de la CRE jusqu'à l'horizontale ($S_r = 100\%$); le point d'intersection définit la succion (valeur, pression) d'entrée d'air AEV (ψ_a). Le point d'intersection entre la verticale (AEV) et la courbe de rétention d'eau CRE représente le degré de saturation S_{ca} au AEV. L'intersection entre la prolongation de la portion quasi-rectiligne subhorizontale (à l'état quasi-sec) et de la droite inclinée tracée précédemment définit les valeurs de S_f et ψ_r à l'état résiduel. Cette méthode sera utilisée dans le cadre de ce projet pour définir les trois états de saturation (capillaire, funiculaire et pendulaire).

Au moment où l'eau interstitielle d'un échantillon de sol saturé commence à sortir, les ménisques de la périphérie sont tirés vers l'intérieur du sol. La succion qui augmente provoque ainsi l'entrée d'air (AEV). Cette région est définie comme l'état capillaire du sol. Une fois l'air rentre dans les pores auparavant occupés par l'eau, le sol devient non saturé. Au début de l'état funiculaire, résultat du processus de drainage, la succion augmente suivant une tendance quasi linéaire (en échelle semi-log) lorsque la teneur en eau (ou degré de saturation) diminue. L'état pendulaire commence quand il ne reste que l'eau liée aux particules solides (à la teneur en eau volumique résiduelle θ_r) surtout sous forme de pellicule (très mince). De petits rayons de ménisques et des pressions capillaires élevées sont caractéristiques de cet état. Au delà de la valeur de la teneur en eau résiduelle, qui définit la transition entre l'état funiculaire et pendulaire, il faut une augmentation de succion considérable pour enlever l'eau du système (Kim et Sture, 2008).

Des courbes de rétention d'eau typiques pour un sable, un silt et une argile sont présentées schématiquement à la figure 2–8. On y observe une différence très marquée entre les trois courbes, due notamment à leur courbe granulométrique et propriétés géotechniques de base. La succion d'entrée d'air ψ_a de l'argile est usuellement plus élevée que celle du silt ou celle du sable. On retrouve dans la littérature des valeurs de ψ_a variant entre 100 kPa et 200 kPa pour l'argile, entre 15 kPa et 50 kPa pour le silt, et entre 3 kPa et 20 kPa pour le sable; les valeurs de ψ_r varient entre 10^4 kPa et 10^5 kPa pour l'argile, entre 30 kPa et 500 kPa pour le silt, et entre 10 kPa et 100 kPa pour le sable (Aubertin et al., 2003; Bussière et al., 2003; Lu et Likos, 2004).

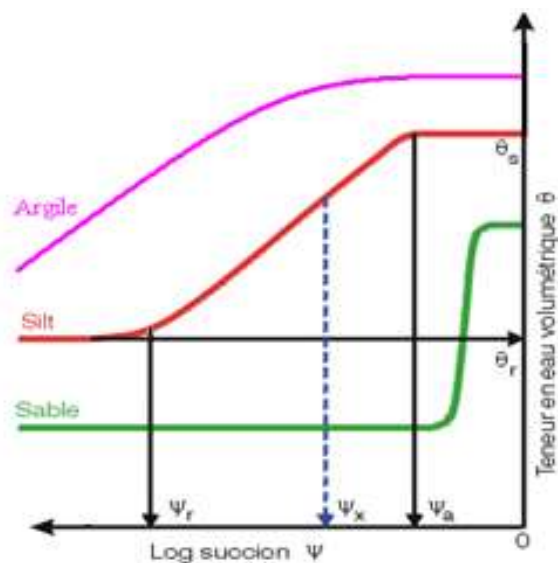


Figure 2-8 : Représentation schématique de la courbe de rétention d'eau pour trois types de sol (modifiée de Aubertin et al., 2002).

- **Évaluation de la courbe de rétention d'eau**

Divers types des dispositifs expérimentaux ont été développés pour déterminer la courbe de rétention d'eau des sols relativement fins (et matériaux analogues) en laboratoire, dont la cellule de pression de type Tempe («pressure cell» normes Standard ASTM D-6836-02) ou la cellule Tempe modifiée (Aubertin et al., 1998,1999; Pabst, 2011). D'autres types de cellules de pression sont disponibles, incluant l'essai à la plaque de pression («pressure plate» Aubertin et al., 1995, 1998; Saleh-Mbemba, 2011) et la cellule triaxiale (Fredlund et Rahardjo, 2003). D'autres méthodes disponibles pour mesurer la CRE sont le papier filtre, les tensiomètres, les essais en colonne (en drainage et en mouillage; Pabst, 2011) et les essais sur le terrain (Aubertin et al., 2011).

La courbe de rétention d'eau des sols est souvent représentée mathématiquement par des modèles descriptifs (voir plus bas). Il existe aussi des modèles prédictifs qui ne nécessitent que des informations de base sur les matériaux pour obtenir la CRE (e.g. Fredlund et al., 2012). Une autre approche (moins répandue) consiste à utiliser la courbe de rétention d'eau connue d'un sol avec des caractéristiques similaires (p.ex. granulométrie, classification).

Plusieurs modèles descriptifs ont été proposés pour définir les courbes de rétention d'eau en ajustant des équations simples aux mesures de laboratoire (« Best-fit » en anglais). Ces équations peuvent être divisées en deux catégories basées sur le nombre de paramètres employés, soit deux ou trois paramètres (Fredlund, 2006). Les modèles les plus utilisés sont présentés dans le tableau 2-1 ci-dessous.

Tableau 2-1 : Modèles développés pour décrire la courbe de rétention d'eau des sols (adapté de Bussière, 1999)

Gardner(1958)	
$\theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\psi}{a_g}\right)^{n_g}}$	(2-4)
<p>a_g = paramètre d'ajustement relié à la succion d'entrée d'air [$M.L^{-1}.T^{-2}$ ou L].</p> <p>n_g = paramètre d'ajustement relié à la pente au point d'inflexion de la CRE [-].</p> <p>θ_s = teneur en eau à l'état de saturation [L^3/L^3].</p>	
Brooks et Corey (1964)	
$\theta = \begin{cases} \theta_s & \psi < \psi_a \\ \theta_r + (\theta_s - \theta_r) \left(\frac{\psi_a}{\psi}\right)^{\lambda_{BC}} & \psi \geq \psi_a \end{cases}$	(2-5)
<p>ψ_a = succion d'entrée d'air [$M.L^{-1}.T^{-2}$ ou L].</p> <p>λ_{BC} = indice de distribution de la taille des pores [-].</p> <p>θ_s = même signification que dans le modèle de Gardner [L^3/L^3].</p> <p>θ_r = teneur en eau résiduelle [L^3/L^3].</p>	

Tableau 2-1 : Modèles développés pour décrire la courbe de rétention d'eau des sols (adapté de Bussière, 1999) (suite)

van Genuchten (1980)	
$\theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \frac{1}{\left(1 + \left(\frac{\psi}{a_{vg}}\right)^{n_{vg}}\right)^{m_{vg}}}$	(2-6)
<p>a_{vg} et θ_s = même signification que dans le modèle de Gardner.</p> <p>n_{vg} et m_{vg} = paramètres liés à la distribution granulométrique du sol [-].</p>	
Fredlund and Xing (1994)	
$\theta = C(\psi) \left[\frac{\theta_s}{\left\{ \ln \left(e + \left(\frac{\psi}{a_f} \right)^{n_f} \right) \right\}^{m_f}} \right]$	(2-7)
<p>où</p>	
$C(\psi) = 1 - \frac{\ln \left(1 + \frac{\psi}{\psi_r} \right)}{\ln \left(1 + \frac{1000000}{\psi_r} \right)}$	(2-8)
<p>$C(\psi)$ = facteur de correction en fonction de la succion à l'état drainé [-].</p> <p>ψ = succion du sol [kPa].</p> <p>ψ_r = succion correspondant à la teneur en eau résiduelle θ_r [kPa].</p> <p>e = nombre naturel ($e = 2,7182818...$)</p> <p>a_f = valeur de la succion au point d'inflexion de la courbe reliée à la succion d'entrée d'air [kPa].</p> <p>m_f = paramètre d'ajustement relié à la teneur en eau résiduelle [-].</p> <p>n_f et θ_s = même signification que dans le modèle de Gardner [-].</p>	

- **Prédiction de la CRE**

Comme déjà mentionné, il existe des modèles prédictifs pour estimer la courbe de rétention d'eau, basés sur diverses propriétés des sols. La courbe granulométrique, la porosité et certains paramètres de classification du sol (i.e limites d'Atterberg) peuvent permettre d'estimer de manière satisfaisante la courbe de rétention d'eau d'un sol. Parmi ces modèles, il y a notamment ceux de Kovács (1981), Arya et Paris (1981), Ahuja et al. (1985), Rawls et Brakensiek (1985), Bouma et Van Lanen (1987), et Kovács Modifié MK (Aubertin et al., 1998, 2003). Le model Kovács Modifié (MK) est applicable aussi aux sols compressibles (Mbonimpa et al 2006) et aux effets d'hystérésis (Maqsoud et al., 2006, 2012).

Le modèle MK est utilisé dans le cadre de ce projet. Ce modèle considère que la capacité de rétention d'eau est le résultat de l'action des forces capillaires (composante S_c du degré de saturation) et des forces d'adhésion (composante S_a du degré de saturation), tel qu'exprimé par l'équation 2-9. Les contributions des composants S_c et S_a au degré de saturation S_r sont définies en fonction de la hauteur capillaire équivalente h_{co} par les expressions 2-10 et 2-11.

$$S_r = 1 - (1 - S_c)(1 - S_a) \quad (2-9)$$

avec

$$S_c = 1 - [(h_{co}/\psi)^2 + 1]^m \exp[-m(h_{co}/\psi)^2] \quad (2-10)$$

$$S_a = a_c \left[\frac{(h_{co}/\psi)^{2/3}}{e^{1/3}(\psi/\psi_n)^{1/16}} \right] \left[1 - \frac{\ln(1 + \psi/\psi_r)}{\ln(1 + \psi_0/\psi_r)} \right] \quad (2-11)$$

La composante de capillarité S_c est plus importante à des valeurs faibles de succion et dépend notamment de la taille des pores, alors que la composante d'adhésion S_a est prédominante à des valeurs de succion plus élevées lorsque les effets de capillarité sont négligeables (Aubertin et al., 2003).

Les paramètres associés aux composantes S_c et S_a dans les équations 2-10 et 2-11 sont définis différemment pour les matériaux granulaires peu plastiques et pour les matériaux plastiques et cohérents. Les équations proposées par Aubertin et al. (1998, 2003) pour les matériaux à faible plasticité sont présentées ici.

La hauteur capillaire h_{co} (cm) est définie par l'expression 2-12 :

$$h_{co} = \frac{b}{eD_{10}} \quad (2-12)$$

avec

$$b = \frac{0,75}{1,17 \log(C_U) + 1} \quad (2-13)$$

où le paramètre b est exprimé en cm^2 et le diamètre équivalent D_{10} en cm; l'indice des vides e est sans unités (-).

La succion résiduelle ψ_r (exprimée en cm) est calculé à partir de l'équation suivant :

$$\psi_r = \frac{0,42}{(eD_H)^{1,26}} \quad (2-14)$$

avec

$$D_H = [1 + 1,17 \log(C_U)] D_{10} \quad (2-15)$$

Le paramètre m (-) dépend notamment de la taille des pores et il peut être exprimé par l'équation suivante :

$$m = 1/C_U \quad (2-16)$$

Dans ces équations ψ_n est un paramètre normatif égal à 1 cm si h_{co} et D_{10} sont exprimés en cm; a_c est le coefficient d'adhésion (adimensionnel) équivalant à 0,01; ψ_0 est la valeur de la succion à l'état sec, généralement $\psi_0 = 107$ cm (ou 10^6 kPa); D_H est le diamètre équivalent exprimé en cm; C_U (-) est le coefficient d'uniformité ($C_U = D_{60}/D_{10}$); D_{10} et D_{60} (exprimés en centimètres) sont les diamètres de particules pour 10% et 60 % passant cumulé respectivement sur la courbe granulométrique.

2.2.3 Déformation volumique au retrait

Le processus d'évaporation amène le sol vers un état de plus en plus sec. Toute diminution de la teneur en eau retenue par capillarité dans la zone vadose entraîne une diminution de pression d'eau interstitielle u_w (valeur des plus en plus négative), et donc une augmentation de la succion matricielle ($u_a - u_w$) exprimée par des valeurs positives. Toute perte d'eau peut générer une diminution du volume dans les sols déformables. Ce phénomène est souvent associé à la courbe de retrait qui décrit la déformation volumique du sol soumis à une succion croissante (voir figure 2-9). La diminution du volume est souvent représentée par l'indice des vides e ($= V_v / V_s$). La perte d'eau dans le sol peut être exprimée par la teneur en eau w ou le degré de saturation S_r .

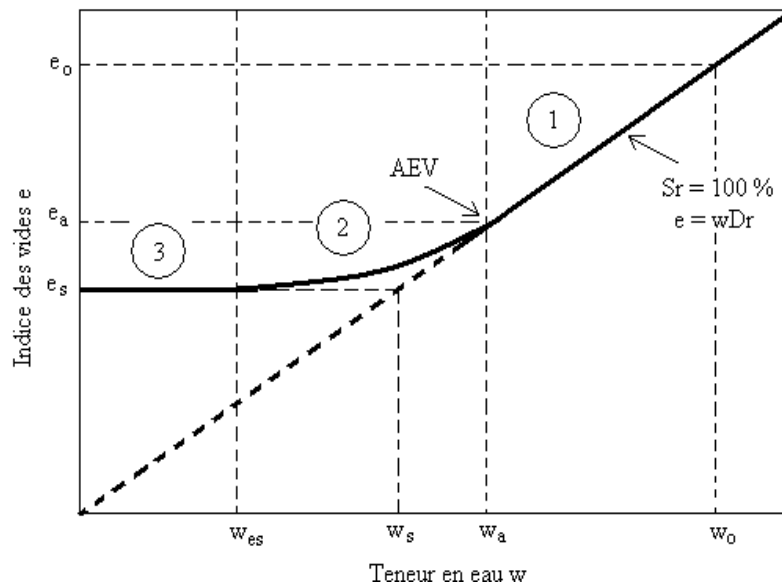


Figure 2-9 : Représentation schématique de la déformation volumique : Courbe de retrait (adapté de Mbonimpa et al., 2006).

Sur cette figure, on remarque l'effet d'une baisse de la teneur en eau à partir de sa valeur initiale w_0 (et d'une augmentation de la succion matricielle) sur l'indice des vides e . Trois zones sont identifiées sur la courbe de retrait, de droite à gauche : (1) la zone de retrait normal où il existe une relation directement proportionnelle entre la variation de l'indice des vides e et de la teneur en eau w ; (2) la zone de retrait résiduel qui commence lorsque l'air rentre dans les pores du sol (à

une teneur en eau w_a et à un indice des vides e_a correspondant à la succion d'entrée d'air AEV); (3) la zone de retrait zéro où le volume du sol ne change plus (avec la diminution de la teneur en eau) et l'indice des vides atteint sa valeur minimale ($e = e_s$). La limite de retrait réelle w_{es} marque la fin de la zone (2) de retrait résiduel et le début de la zone (3) de retrait nul. La limite de retrait w_s (pour e_s à $S_r = 100\%$) est communément utilisée en géotechnique (Mbonimpa et al., 2006).

Une phase initiale (Zone 0) peut être aussi observée dans certains sols. Cette phase, appelée zone de retrait structural, est typique des sols structurés ou avec double porosité. (Kim et al., 1992, 1999; Mbonimpa et al., 2006). Elle ne sera pas considérée ici.

Plusieurs facteurs peuvent influencer la courbe de retrait d'un sol, notamment :

- La minéralogie et la structure du sol
- Les caractéristiques du fluide interstitiel
- Les conditions initiales de l'échantillon du sol (i.e. épaisseur, indice des vides, teneur en eau, degré de saturation)

Saleh-Mbemba (2010) a étudié le phénomène de retrait volumique des résidus miniers. Pour les résidus mis en place à une teneur en eau relativement élevée ($w > 40\%$), la perte d'eau durant le processus d'assèchement peut-être très importante. Le processus de dessiccation peut alors engendrer des fissures qui nuisent au comportement géotechnique et environnemental des résidus.

Plus spécifiquement, des essais de retrait libre ont été menés sur des résidus miniers pour déterminer leur courbe de retrait (Saleh-Mbemba, 2010). L'équipement utilisé comprend des moules, constitués de plaques avec une ouverture rectangulaire avec une longueur de 200 mm, une largeur de 30 mm et une épaisseur variant de 12 mm à 36 mm (ou plus). Les résidus saturés mis dans les moules sont soumis à une dessiccation à l'air libre. Les mesures des changements de volume durant le séchage ont été effectuées à divers intervalles de temps. Les résultats obtenus par Saleh-Mbemba (2010) ont permis d'établir un lien entre la courbe de retrait et la courbe de rétention d'eau. Il a aussi observé que les résidus miniers présentent deux phases de retrait. La première phase (retrait normal à $S_r = 100\%$) correspond à une diminution de volume proportionnelle à la perte d'eau. Cette phase de retrait normal est particulièrement prononcée

dans les résidus miniers. Durant la deuxième phase, qui débute avec la désaturation du matériau (\approx AEV), la perte d'eau est plus grande que la diminution de volume (qui est presque nulle). Certains éléments découlant de ces travaux seront utilisés ici pour l'évaluation de la résistance à la traction des résidus miniers. Une description plus détaillée des travaux de Saleh-Mbemba (2010) sera présentée au chapitre 3.

2.2.4 Résistance au cisaillement

La connaissance de la résistance au cisaillement est fondamentale pour l'analyse de la stabilité d'un sol ou d'un remblai et de ses fondations. Cette résistance peut être mesurée en laboratoire par des essais tels compression uniaxiale ou triaxiale, cisaillement simple ou direct ou par des essais *in situ* i.e. l'essai pressiométrique, le piézocône ou le scissomètre (Aubertin et al, 2002). Plusieurs études expérimentales sur les sols non saturés ont mis en évidence le rapport existant entre la résistance au cisaillement et les deux variables d'état de contraintes dites indépendantes, i.e. la contrainte normale nette ($\sigma - u_a$) et la succion matricielle ($u_a - u_w$). Pour représenter mathématiquement la résistance au cisaillement des sols non saturés, on peut utiliser différentes équations basées sur la courbe de rétention d'eau et qui utilisent les paramètres de résistance au cisaillement des sols saturés (i.e. la cohésion effective c' et l'angle de frottement effectif ϕ' pour le critère de Mohr Coulomb).

Dans la littérature, on retrouve deux principales approches pour évaluer la résistance au cisaillement τ dans les sols non saturés : la méthode basée sur des variables qui représentent les contraintes effectives (Bishop, 1959, 1961; Lu et Likos, 2004) et la méthode basée sur des variables d'état indépendantes proposée par Fredlund et Morgenstern (1977). La méthode proposée par Fredlund et Morgenstern (1977) semble toutefois plus répandue, du moins au Canada.

En général, les équations décrivant le comportement de la résistance au cisaillement présentent la même forme. La résistance au cisaillement dans les sols non saturés est fonction de quatre variables, soit deux propriétés du matériau (c' et ϕ'), la contrainte normale nette ($\sigma - u_a$) et la succion ($u_a - u_w$) qui affecte la cohésion apparente c_{app} . La cohésion effective c' est due aux forces interparticules telle la force d'attraction de Van der Waals et la cohésion apparente c_{app} est due

principalement aux forces capillaires. Diverses équations ont été proposées pour déterminer la résistance au cisaillement des sols non saturés. Ces équations diffèrent les unes des autres notamment à cause de la définition de la cohésion apparente et de sa variation en fonction de la succion. Kim et Borden (2011) et Sheng et al. (2011) présentent une comparaison des résultats obtenus expérimentalement et à partir de diverses équations pour des argiles et des sables.

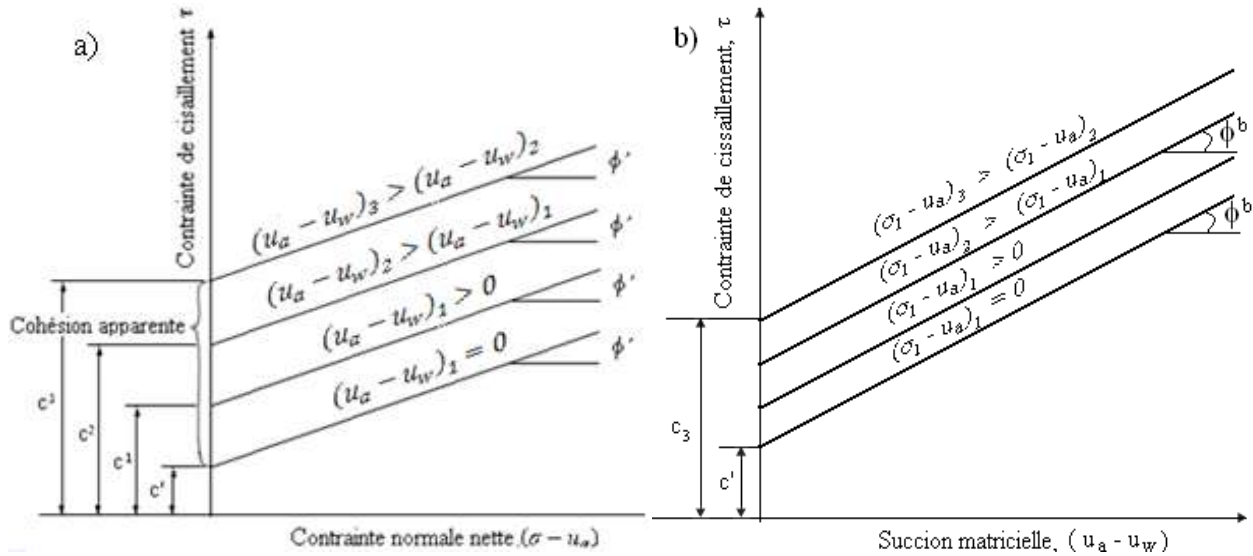


Figure 2-10 : Résistance au cisaillement τ des sols non saturés exprimée en fonction des variables d'état des contraintes; a) en fonction de la contrainte normale nette; b) en fonction de la succion matricielle (modifié de Fredlund et al., 2012).

À la figure 2-10a, on observe la projection horizontale de la courbe de rupture des sols non saturés dans un plan de la résistance au cisaillement τ en fonction de la contrainte normale nette $(\sigma - u_a)$. La figure 2-10b montre le critère de rupture des sols non saturés dans le plan de la contrainte de cisaillement τ en fonction de la succion matricielle $(u_a - u_w)$. La cohésion apparente c_{app} dépend de la valeur de la succion et de l'angle ϕ^b dans le plan contrainte de cisaillement τ vs succion $(u_a - u_w)$.

Plusieurs auteurs (Donald, 1956; Gan, 1986; Escario et Saez, 1986; Escario et Juca, 1989; Rohm et Vilar, 1995; Vanapalli et al., 1996; Kim, 2001; Fredlund, 2006; Kayadelen et al., 2007) ont démontré que la relation entre la résistance de cisaillement τ et la succion matricielle ψ n'est pas

linéaire. Les résultats des essais de cisaillement direct réalisés par Donald (1956) sont montrés à la figure 2–11 à titre d'exemple. On peut remarquer que la contrainte de cisaillement à la rupture présente une valeur maximale à des valeurs de succion relativement faibles (entre ψ_a et ψ_r) pour les sables analysés.

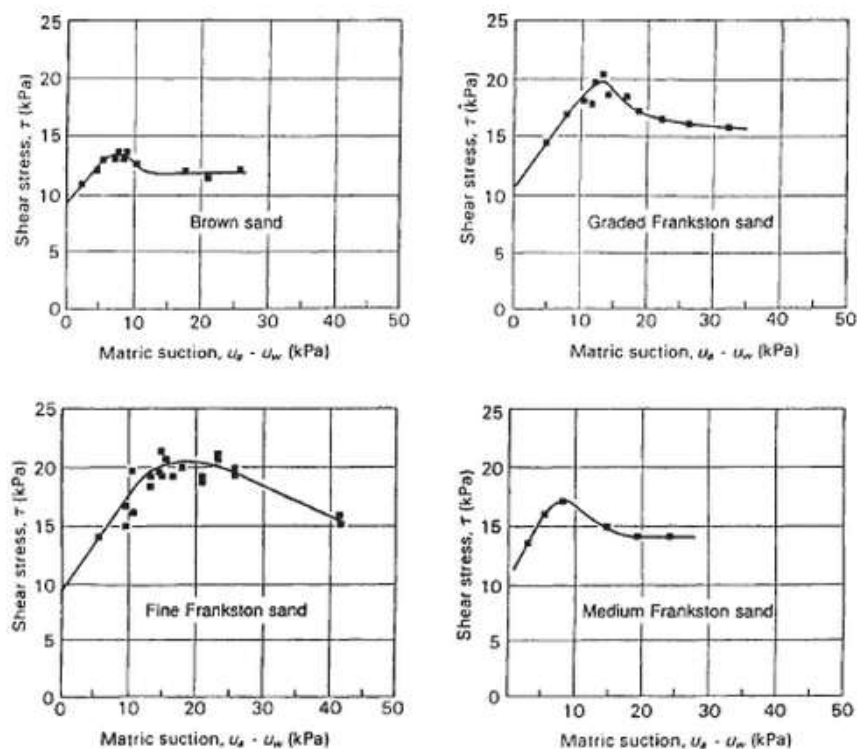


Figure 2–11 : Variation de la résistance au cisaillement avec la succion pour différents types de sable. Essais de cisaillement direct (tiré de Donald, 1956).

On peut classer les critères de résistance au cisaillement non saturé selon la nature de l'équation, soit descriptives (« *best fit* ») i.e. basées sur l'ajustement aux valeurs mesurées expérimentales, ou prédictives (valeurs déduites d'autres caractéristiques). Certaines de ces formulations sont présentées aux tableaux 2–2 et 2–3.

Tableau 2–2: Critères prédictifs de résistance au cisaillement des sols non saturés (adapté de Guan et al., 2010)

Oberg et Sallfors et al. (1997)	
$\tau = c + (\sigma - u_a)\tan\phi + (u_a - u_w)(S_r)\tan\phi$ <p>(2–17)</p> <p>où</p> <p>S_r = degré de saturation [-].</p>	
Vanapalli et al. (1996)	
$\tau = c + (\sigma - u_a)\tan\phi + (u_a - u_w)\left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}\right)\tan\phi$ <p>(2–18)</p>	
Khalili et Khabbaz et al. (1998)	
$\tau = c + (\sigma - u_a)\tan\phi + (u_a - u_w)(\lambda')\tan\phi$ <p>(2–19)</p>	
$\lambda' = \left(\frac{(u_a - u_w)}{(u_a - u_w)_a}\right)^{-0,55}$ <p>(2–20)</p> <p>où</p> <p>$(u_a - u_w)_a$ = succion d'entrée d'air AEV [$M.L^{-1}.T^{-2}$].</p> <p>λ' = paramètre d'ajustement [-].</p>	
Garven et Vanapalli (2006)	
$\tau = c + (\sigma - u_a)\tan\phi + (u_a - u_w)(S_r)^{k_v}\tan\phi$ <p>(2–21)</p> <p>où</p> <p>k_v = paramètre d'ajustement relié à l'indice de plasticité [-]</p>	
$k_v = -0,0016I_p^2 + 0,09751I_p + 1$ <p>(2–22)</p>	

Tableau 2–3 : Critères descriptifs de résistance au cisaillement des sols non saturés (adapté de Guan et al., 2010)

Shen et Yu (1996)	
$\tau = c' + (\sigma - u_a)\tan\phi' + (u_a - u_w)\left(\frac{1}{1 + (u_a - u_w)d_{SY}}\right)\tan\phi' \quad (2-23)$	
$\sigma - u_a$ = contrainte normale nette [M.L ⁻¹ .T ⁻²]. $u_a - u_w$ = succion matricielle [M.L ⁻¹ .T ⁻²]. d_{SY} = paramètre d'ajustement [M ⁻¹ .L.T ²].	
Vanapalli et al. (1996)	
$\tau = c' + (\sigma - u_a)\tan\phi' + \left[(u_a - u_w)\left(\frac{\theta}{\theta_s}\right)^{k_V}\right]\tan\phi' \quad (2-24)$	
k_V = paramètre d'ajustement [-].	
Lee et al. (2005)	
$\tau = \begin{cases} c' + [(\sigma - u_a) + (u_a - u_w)]\tan\phi' & \text{si } (u_a - u_w) \leq (u_a - u_w)_a \\ c' + [(\sigma - u_a) + (u_a - u_w)_a]\tan\phi' + [(u_a - u_w) - (u_a - u_w)_a]\left(\frac{\theta}{\theta_s}\right)^{k_L} & \text{si } (u_a - u_w) > (u_a - u_w)_a \end{cases} \quad (2-25)$	
$\sigma - u_a$ = contrainte normale nette [kPa]. $u_a - u_w$ = succion matricielle [kPa]. $(u_a - u_w)_a$ = succion d'entrée d'air AEV [kPa]. λ_L = paramètre d'ajustement [-] k_L = paramètre d'ajustement obtenu à partir des résultats des essais de la résistance au cisaillement pour une contrainte normale nette égale à zéro [-].	

Tableau 2–3 : Critères descriptifs de résistance au cisaillement des sols non saturés (adapté de Guan et al., 2010) (suite et fin)

Vilar (2006)	
$\tau = c + (\sigma - u_a)\tan\phi + \frac{(u_a - u_w)}{[a + b(u_a - u_w)]}$	(2–26)
où	
$\frac{1}{a} = \tan\phi$	[-] (2–27)
$b = \frac{1}{c_{ult} - c}$	[M ⁻¹ .L.T ²] (2–28)
c_{ult} = valeur maximale mesurée de la cohésion quand la succion est égale à ψ_r (i.e. à la teneur en eau résiduelle du matériau) [M.L ⁻¹ .T ⁻²].	

Les critères de résistance au cisaillement décrivent généralement le comportement suivant pour les sols (voir figure 2–12) : pour des valeurs de succion inférieures à la valeur d'entrée d'air AEV, l'accroissement de la résistance au cisaillement est dû à l'effet de l'angle de friction interne ϕ' . Une fois la valeur d'entrée d'air est dépassée $\psi > \psi_a$, la valeur de résistance augmente à un taux décroissant (tout le long de la région de transition) selon la succion matricielle. Lorsque l'on est dans la zone résiduelle ($\psi > \psi_r$, $\theta > \theta_r$), les variations de la résistance au cisaillement deviennent négligeables.

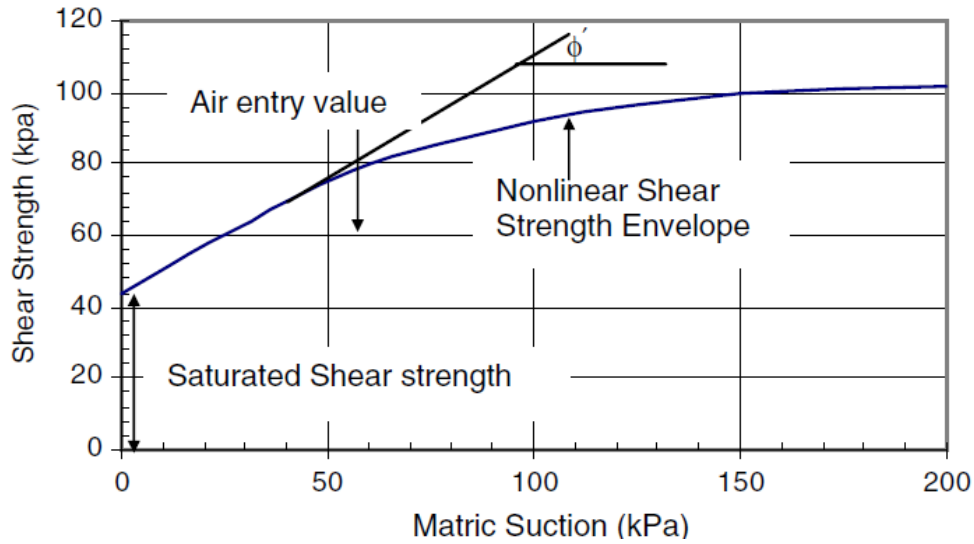


Figure 2–12 : Courbe typique de la résistance au cisaillement τ en fonction de la succion matricielle (tiré de Vanapalli et al., 1996)

2.2.5 Cohésion apparente c_{app}

La cohésion apparente c_{app} représente la composante de la résistance au cisaillement τ due aux effets de forces capillaires. Cette cohésion est aussi appelée cohésion capillaire (Lu et Likos, 2004). Dans les équations présentées ci-dessus, la cohésion apparente c_{app} est représentée par le terme incluant la succion (voir troisième terme). Physiquement, la cohésion apparente décrit l'effet de la succion ($u_a - u_w$) sur la résistance au cisaillement (Lu et Likos, 2004). À la figure 2–13, on voit que c' représente le point d'interception de l'enveloppe de rupture ($c' = 0$ pour les résidus miniers) à une valeur de succion égale à zéro alors que la cohésion apparente c_{app} est la résistance supplémentaire qui se manifeste dans le plan contrainte-succion.

La cohésion apparente peut être déterminée à partir d'essais de cisaillement direct ou triaxiaux en utilisant une des deux équations suivantes (Lu et Likos, 2004) :

$$c_{app} = \tau_f - c' - (\sigma - u_a) \tan \phi' \quad (2-29)$$

$$c_{app} = \frac{(\sigma_1 - u_a)_f - (\sigma_3 - u_a)_f \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right) - 2c' \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right)}{2 \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right)} \quad (2-30)$$

Ces équations, exprimées selon les contraintes effectives de Bishop ($c_{app} = \chi_f [u_a - u_w]_f \tan \phi'$), permettent de déterminer le paramètre χ_f qui définit la résistance au cisaillement selon cette approche. τ_f est la contrainte de cisaillement et $(\sigma - u_a)$ est la contrainte normale nette mesurées à la rupture lors des essais de cisaillement direct; $(\sigma_1 - u_a)$ et $(\sigma_3 - u_a)$ sont les contraintes principales nettes majeure et mineure lors de l'essai triaxial.

La cohésion apparente des sols non cohérents peut être déterminée également à partir du critère de rupture de Mohr Coulomb en connaissant l'angle de friction interne ϕ' et la résistance à la traction du matériau σ_t . Lorsque la rupture du sol est due à la traction, l'état des contraintes à la rupture d'un sol granulaire non saturé est montré à la figure 2-13 :

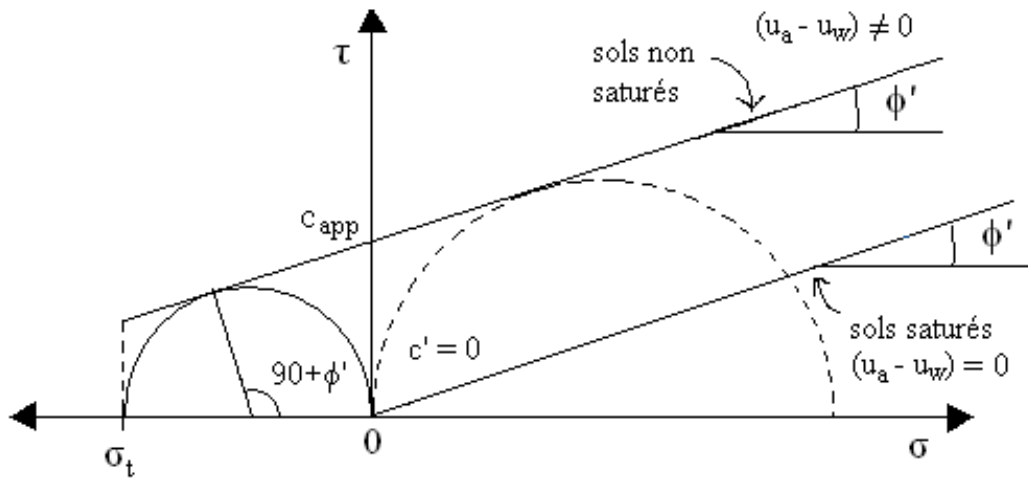


Figure 2-13 : Relation idéalisée entre la cohésion apparente c_{app} , l'angle de friction interne ϕ' et la résistance en traction σ_t des sols non cohérents (avec $c' = 0$ selon le critère de Coulomb); modifié de Lu et Likos (2004).

Ainsi, la cohésion apparente peut être définie par l'équation 2-31 :

$$c_{app} = \frac{\sigma_t(1 + \sin \phi')}{2 \cos \phi'} \quad (2-31)$$

où σ_t et ϕ' sont respectivement la résistance en traction et l'angle de friction interne déterminés expérimentalement.

2.3 Résistance à la traction des sols

Étant donné que la résistance en traction des sols est faible, la tendance est souvent de la négliger lorsqu'on fait face à des problèmes géotechniques, notamment à cause de la difficulté que pose la mesure de cette résistance. Mais cette hypothèse, même si elle est une estimation conservatrice de la résistance, engendre certaines limites pour évaluer le comportement réel en traction des sols fins.

Comme on l'a vu, la résistance en traction des sols non saturés peut être représentée dans le plan de la contrainte normale nette vs la contrainte de cisaillement. À la figure 2-13, on voit que la résistance en traction σ_t dépend des paramètres de résistance au cisaillement des sols saturés (i.e. c' et ϕ') et de la valeur de la cohésion apparente c_{app} due à l'action de la succion matricielle ($u_a - u_w$). Cette succion matricielle à l'état non saturé provoque une augmentation dans la résistance au cisaillement et/ou dans la cohésion des sols par rapport à celle des sols complètement saturés ou secs.

D'après Zeh et Witt (2007), le nombre et la taille des pores, qui dépendent notamment de la teneur en eau lors de la mise en place et du compactage, ont une influence sur la résistance en traction des sols non saturés. Les sols avec de petits pores présentent usuellement des résistances au cisaillement non saturées plus élevées que celles de sols avec des pores plus gros (pour une même valeur de ϕ').

Selon Lu et al. (2007), la résistance en traction dans les sols granulaires résulte des diverses forces physicochimiques interparticules, soit a) la force d'attraction de Van der Waals, b) la force électrique de répulsion ou attraction, c) la force de cimentation due à la précipitation de particules dissoutes, d) la force de capillarité due à la pression interstitielle négative et à la tension de surface. Il semble que les trois premières forces interparticules se développent tant pour les sols saturés que pour les sols non saturés et qu'elles sont plus importantes pour les sols granulaires fins et pour les argiles. La dernière force ne se produit qu'à l'état non saturé.

Les forces de capillarité inter-particules sont générées par des ponts d'eau formés par les petites quantités d'eau présentes dans le sol à de faibles teneurs en eau. La cohésion apparente et la résistance en traction d'un sol à faible teneur en eau sont par conséquent plus élevées que celles d'un sol à l'état sec (Kim et Hwang, 2003).

2.3.1 Essais de traction

Plusieurs études se sont penchées sur les méthodes et sur les tests pour déterminer la valeur de la résistance en traction σ_t des sols. Parmi ces tests on retrouve les méthodes d'essai direct qui (quand ils sont réalisables) peuvent mener à une bonne caractérisation du matériau. Ces essais sont toutefois difficiles à mener pour les sols sans cohésion réelle. Dans ces cas, les essais de traction indirecte peuvent représenter une bonne alternative. On présente ici différents types d'essais de traction que l'on retrouve dans la littérature. L'essai brésilien (compression diamétrale) est surtout utilisé pour évaluer la résistance en traction par fendage du béton ou des roches (des matériaux assez durs qui montrent un comportement fragile). Pour le cas des sols, l'application et l'interprétation de l'essai brésilien reste un sujet de discussion (Ammeri, 2009). Cet essai présente l'avantage d'être simple à réaliser. Il consiste à comprimer un échantillon cylindrique le long de son axe diamétral (voir figure 2–14). La force appliquée induit des contraintes en traction (et en compression) qui provoquent la rupture de l'échantillon.

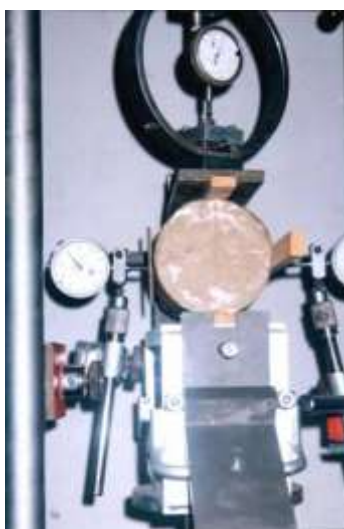


Figure 2–14 : Dispositif de l'essai brésilien utilisé par Ammeri (2009).

Ammeri (2009) a effectué une série d'essais brésiliens sur un sol argileux à différentes teneurs en eau. La figure 2–15 présente les valeurs de la force maximale (à la rupture) appliquée sur des éprouvettes en fonction de la teneur en eau w du matériau. Ammeri (2009) a observé que la résistance du matériau testé est beaucoup influencée par la teneur en eau lorsque celle-ci est

inférieure à la teneur en eau optimale de l'essai Proctor. La force à la rupture augmente lorsque la teneur en eau augmente jusqu'à certaine valeur, au-delà de cette valeur, la force à la rupture diminue.

Ammeri (2009) a aussi constaté que l'interprétation de l'essai brésilien n'est plus valide lorsque le matériau a une forte teneur en eau en raison de l'apparition de poinçonnement dans l'échantillon. Ammeri (2009) a également noté des problèmes à l'égard de l'homogénéité des échantillons à fortes teneurs en eau.

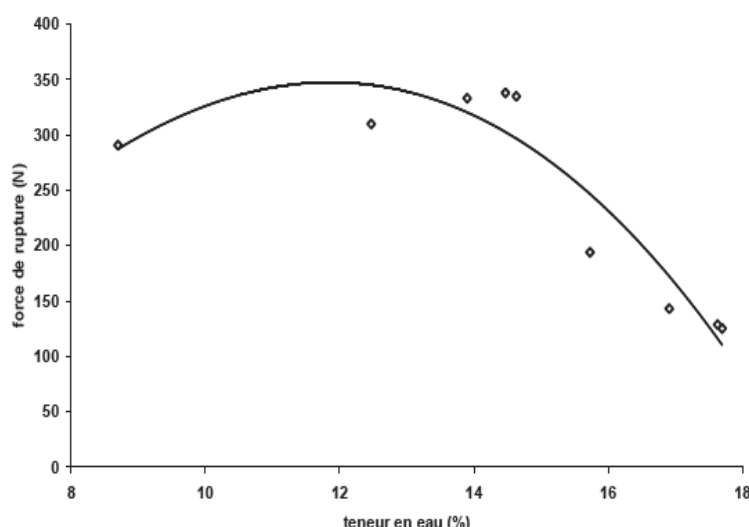


Figure 2–15 : Influence de la teneur en eau w sur la force maximale appliquée à la rupture des échantillons lors d'essais brésiliens (compression diamétrale) (tiré d'Ammeri, 2009).

Kim (2001) a modifié un dispositif d'essai de traction directe, initialement conçu par Perkins (1991). La boîte contenant l'échantillon, de forme cubique, est divisée en deux parties; la première est fixée à la base de l'appareil et la deuxième peut glisser sur des rails horizontaux (voir figure 2–16).

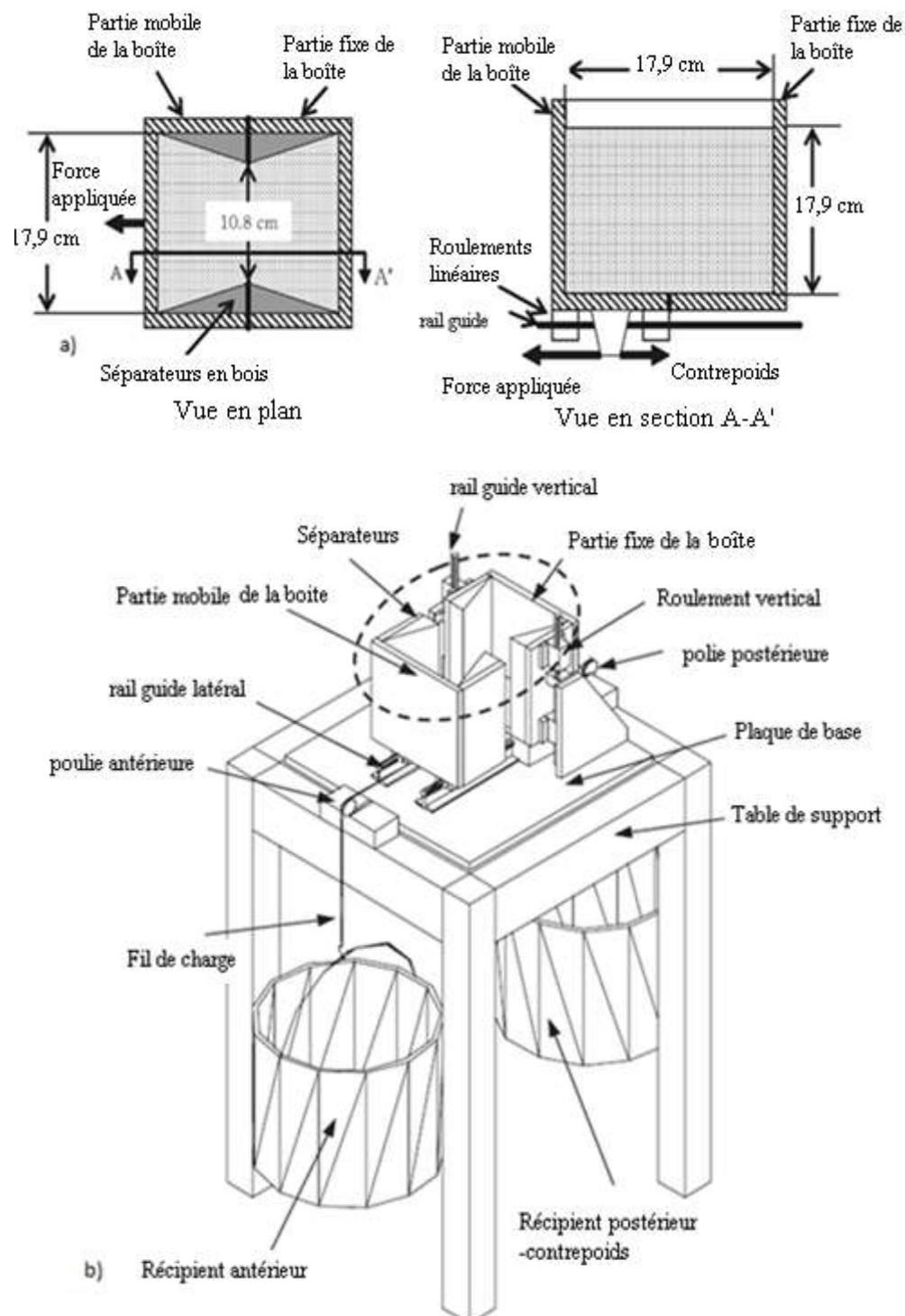


Figure 2-16 : Équipement utilisé pour l'essai de traction directe proposé par Kim (2001) a) Vue en plan et en section du dispositif contenant l'échantillon; b) Vue de l'ensemble de l'appareil (modifié de Kim, 2001).

La boîte contenant l'échantillon repose sur une table de chargement, tel que montré à la figure 2–16b. La force de traction est appliquée en remplissant le récipient frontal de l'appareil avec de l'eau; le poids est transmis à l'aide d'un système de poulie et fil. Un tube de plastique est utilisé pour remplir le récipient frontal avec de l'eau. Le récipient postérieur sert à maintenir l'équilibre et à éviter que des contraintes de traction ne se produisent au début de l'essai.

La méthode proposée par Kim (2001) permettrait de mesurer avec une bonne précision la résistance en traction des sables à l'état non saturé. Il faut cependant utiliser une quantité relativement importante de sol pour réaliser l'essai. Il faut utiliser des échantillons de sable humide avec une teneur en eau et une porosité uniforme.

L'inconvénient de ce type d'arrangement réside dans le fait que le contact entre le sol et la boîte n'est pas constant, car la surface peut provoquer des glissements. L'uniformité de la distribution des contraintes n'est pas donc toujours assurée (Kim et Sture, 2008). En ce sens, Kim (2001) a ajouté deux triangles en bois en les attachant aux murs latéraux de la boîte (voir figure 2–16a).

Kim et Hwang (2003) et Kim et Sture (2008) ont mené des essais de traction directe (avec le dispositif décrit ci-dessus) sur des matériaux granulaires à l'état non saturé (tel du sable). Des résultats d'essais pour un sable et un sable avec particules fines (fraction $\leq 80 \mu\text{m}$ égale à 2 % en poids) sont montrés à la figure 2–17. Les essais ont été faits à différents indices de densité I_D (30 %, 50 % et 70 %) et à des teneurs en eau w variant entre 0,5 % ($S_r = 19$ %) et 17 % ($S_r = 71$ %). Ces essais ont mis en évidence l'influence de la préparation des échantillons. Les valeurs de résistance en traction obtenues dépendent aussi de la teneur en eau w , de l'indice de densité I_D et de la teneur en fines du sol analysé. La valeur maximale de la résistance à la traction ($\sigma_t = 1600$ Pa) a été atteinte par le sable moyennement dense ($I_D = 50\%$) à une teneur en eau égale à 14 % (dans le régime funiculaire).

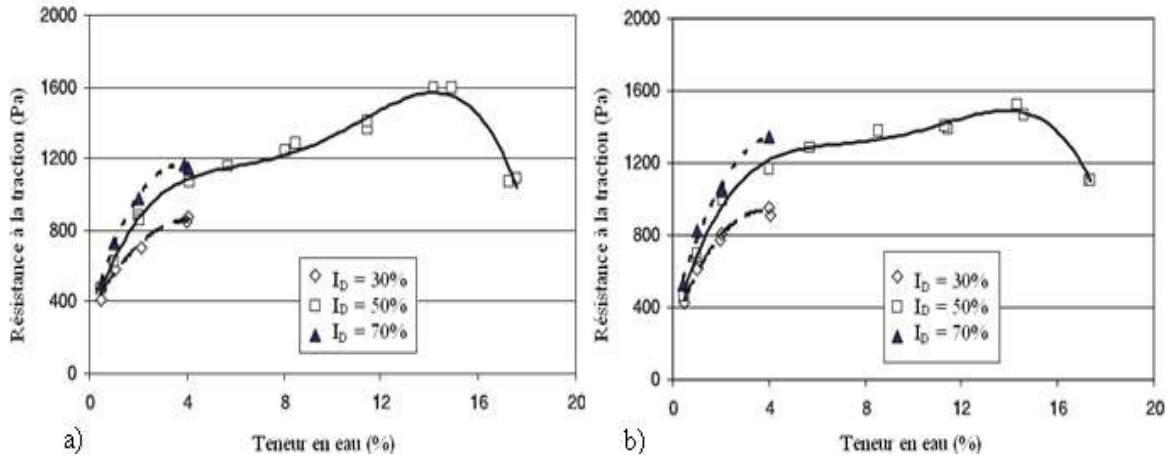


Figure 2–17 : Résistance à la traction σ_t en fonction de la teneur en eau w pour a) un sable; b) un sable avec 2 % de particules fines (modifié de Kim et Sture, 2008).

Un nouvel appareil pour déterminer la résistance en traction des matériaux non cohérents a été développé par Lu et al. (2005). Le principe consiste à générer une force de traction à partir du poids de l'éprouvette lorsqu'elle est inclinée. L'appareil (montré à la figure 2–18) est composé d'un cylindre de confinement de l'éprouvette (divisé en deux parties), une plaque de montage, une table ajustable permettant d'incliner l'échantillon et un instrument de mesure de l'angle d'inclinaison. Le sable (ou autre sol) doit d'abord être placé et compacté dans le cylindre de confinement. Ensuite, le cylindre avec l'éprouvette est monté sur la plaque et incliné progressivement dans le but d'augmenter l'effet de la force de la gravité et d'appliquer ainsi une contrainte de traction. La résistance en traction σ_t est calculée à partir de l'angle d'inclinaison β atteint lors de la rupture de l'éprouvette, le poids du cylindre (avec le sol) mobile W et l'aire transversale de l'échantillon A (Lu et al., 2007):

$$\sigma_t = \frac{W \sin \beta}{A} \quad (2-32)$$

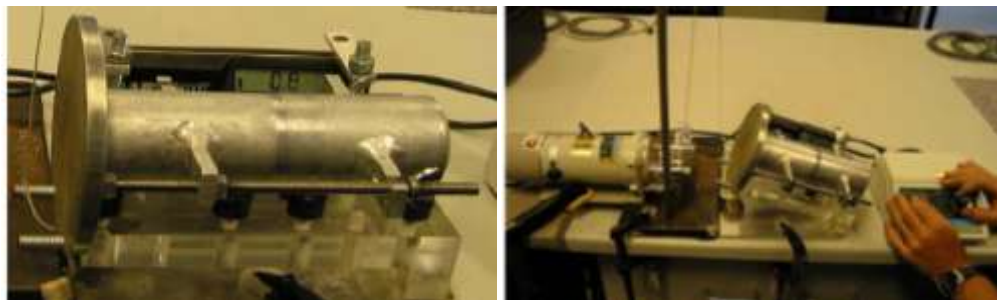


Figure 2–18 : Dispositif de l’essai de traction directe proposé par Lu et al. (2005) (tiré de Lu et al., 2007).

Lu et al. (2007) ont testé trois types de sable (sable silteux, sable fin et sable moyen) avec différentes porosités et teneurs en eau w (ou degrés de saturation). Les valeurs de la résistance à la traction ont été déterminées à partir de l’équation 2–32. Les résultats expérimentaux sont montrés à la figure 2–19. Les observations ont révélé que la géométrie des plans de rupture des éprouvettes est différente dans les trois régimes de rétention d’eau (selon le degré de saturation ou la teneur en eau).

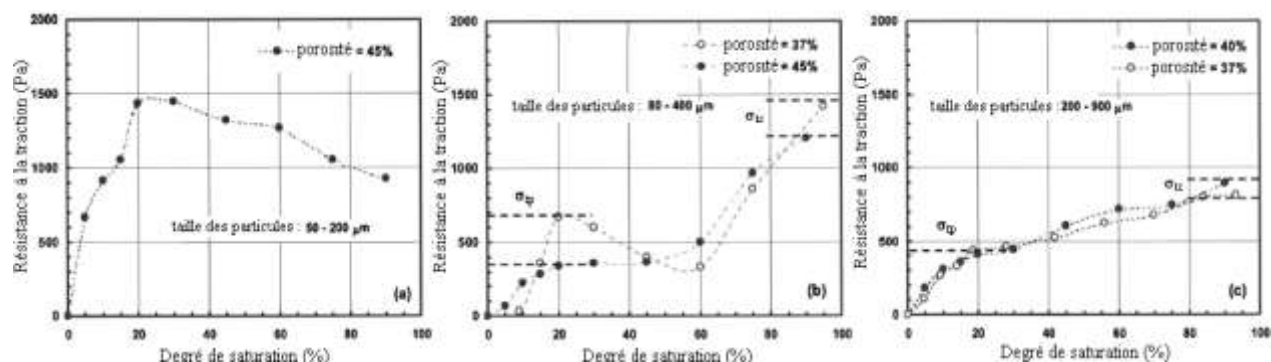


Figure 2–19 : Résistance en traction mesurée σ_t en fonction du degré de saturation S_r pour : a) un sable silteux b); un sable fin c); un sable moyen (modifié de Lu et al., 2007)

On peut remarquer à la figure 2–19 que l’allure de la courbe de la résistance à la traction en fonction du degré de saturation varie significativement pour les trois types de sable analysés. Sur cette figure, une évolution non linéaire de la résistance en traction du sable est observée au cours

du régime funiculaire ($20 \% < S_r < 90 \%$), contrairement à celle prédite par la théorie. Une valeur maximale de $\sigma_t = 1500 \text{ Pa}$ a été mesurée pour le sable silteux et pour le sable fin alors que pour le sable moyen la résistance en traction maximale est autour de 900 Pa .

Tang et Graham (2000) ont aussi proposé une méthode pour mesurer la résistance en traction des sols non saturés. Le dispositif comprend une structure de chargement constituée d'une presse hydraulique capable d'appliquer des forces (soit en traction ou en compression) et un moule composé des deux demi-cylindres séparés contenant l'échantillon ; le montage est montré à la figure 2–20.

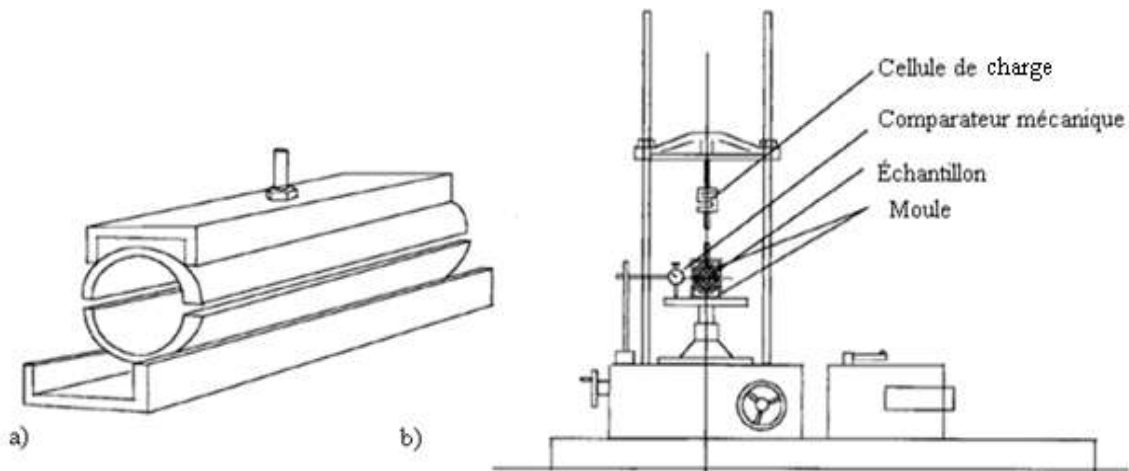


Figure 2–20 : Dispositif de l'essai de traction directe proposé par Tang et Graham (2000); a) Vue du moule contenant l'échantillon; b) Schéma de l'appareil et du moule de l'essai de traction directe.

Le sol testé dans cette étude expérimentale est un mélange de sable et d'argile. La valeur de la résistance en traction σ_t est obtenue selon l'équation suivante :

$$\sigma_t = \frac{N_{\max} - W_s}{A} \quad (2-33)$$

où N_{\max} est la valeur maximale de la force axiale appliquée (mesurée avec la cellule de charge), W_s représente le poids de la partie supérieure de l'échantillon après la rupture $[\text{M.L.T}^{-2}]$ et A est l'aire de la section transversale de l'échantillon $[\text{L}^2]$.

Tang et Graham (2000) ont préparé les échantillons d'un mélange sable-bentonite ($I_p = 200\%$ pour la bentonite) à différentes valeurs de succion soit 4 MPa, 6,5 MPa et 10 MPa. La teneur en eau w et la densité sèche ρ_d moyennes de préparation des éprouvettes correspondent à 19,4 % ($S_r = 85\%$) et à 1670 kg/m^3 respectivement. Les résultats de l'analyse expérimentale ont montré qu'il existe un rapport quasi-linéaire entre la résistance en traction du sol et la succion pour les conditions de ces essais (voir figure 2-21). La résistance en traction observée est élevée, $\sigma_t \approx 300 \text{ kPa}$, due en partie à la cohésion intrinsèque de l'argile (bentonite).

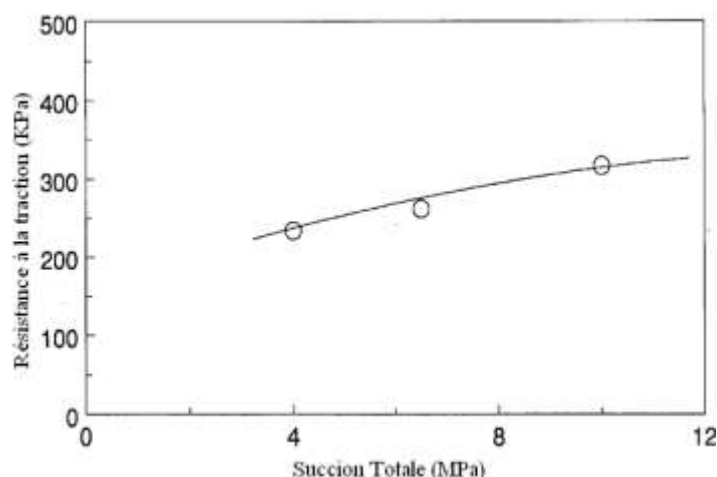


Figure 2-21 : Résistance à la traction σ_t en fonction de la succion pour un sable-bentonite à $S_r = 85\%$ et $\rho_d = 1670 \text{ kg/m}^3$ (modifié de Tang et Graham, 2000).

Heibrock et al. (2003) ont testé des sols fins cohérents (i.e. argile densifiée) en utilisant une méthode directe pour déterminer la résistance à la traction. Dans un premier temps, le sol est compacté dans un moule de Proctor à la teneur en eau optimale. Ensuite l'échantillon cylindrique est coupé en trois tranches qui sont délicatement ajustées et percées pour obtenir trois éprouvettes avec une forme de cylindre creux. La préparation des éprouvettes est illustrée à la figure 2-22a. Chaque éprouvette est séchée ou humidifiée séparément pour obtenir la teneur en eau souhaitée et elle est par la suite fixée à l'appareil de traction par des crochets. La vitesse d'application de la force de traction est de $0,06 \text{ mm/s}$ jusqu'à ce que la rupture soit atteinte. L'appareil de chargement est montré à la figure 2-22b.

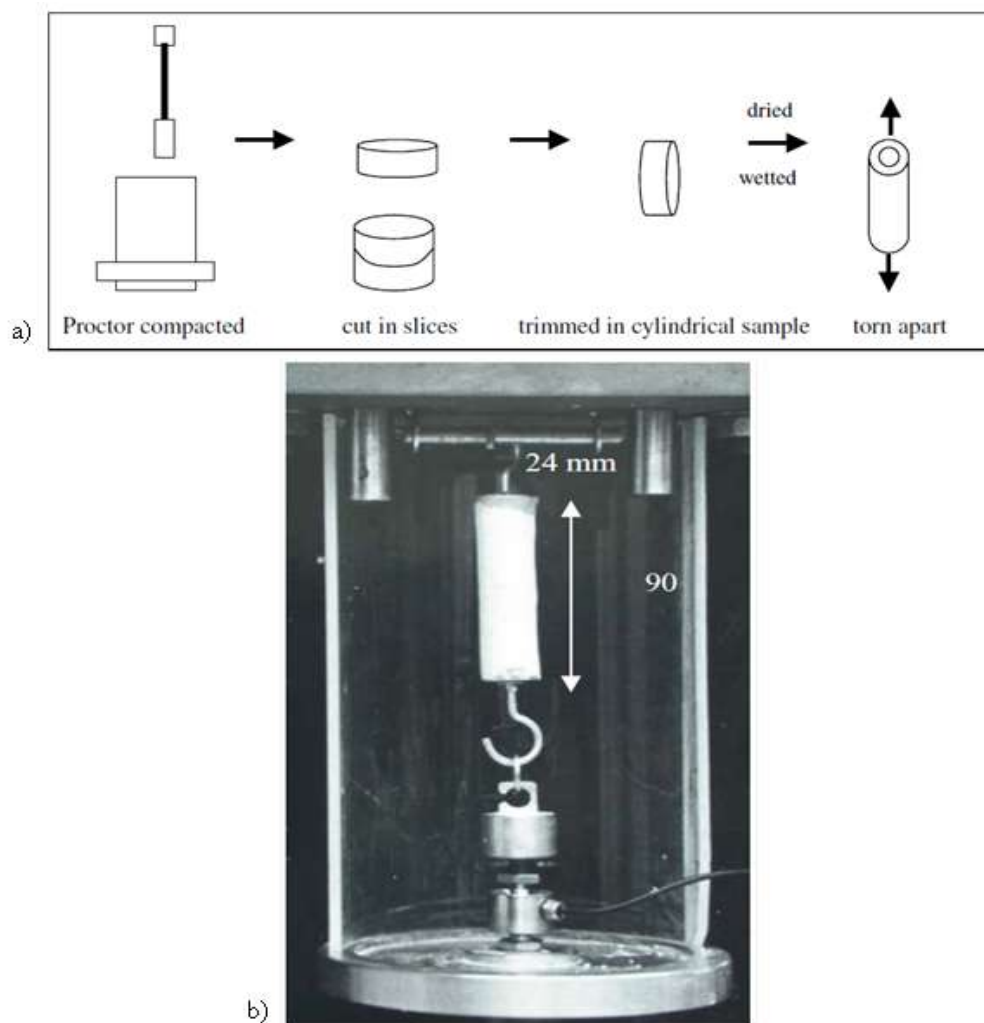


Figure 2-22 : Équipement de l'essai de traction directe a) préparation de l'échantillon; b) appareil de chargement et configuration de l'éprouvette (tiré de Heibrock et al., 2003, Zeh et Witt, 2007).

La teneur en eau des échantillons est mesurée après la rupture et elle est utilisée pour déterminer la succion à partir de la CRE du matériau. Les résultats des tests de Heibrock et al. (2003), Zeh et Witt (2005), et Zeh et Witt (2007) ont démontré que la vitesse d'application de la force de traction n'affecte pas significativement les valeurs de résistance de traction mesurées.

Zeh et Witt (2005) ont mené des essais sur une argile silteuse (avec une cohésion effective $c' = 16,8$ kPa et un indice de plasticité $I_p = 23,5$ %). Cette argile a été compactée à 100 % du Proctor optimum ($\rho_d = 1650$ kg/m³) et à une teneur en eau w de 21 %. Les essais ont été faits pour un

degré de saturation variant de 10 % à 90 %; cette plage de valeurs correspond à des succions entre 10^5 kPa et 0,1 kPa.

Les valeurs de résistance en traction pour ce matériau en fonction de la succion et du degré de saturation sont montrées à la figure 2–23. On peut remarquer que la résistance à la traction reste constante en fonction de la succion jusqu'à ce que la teneur en eau atteigne la limite de plasticité w_p puis on observe une augmentation assez nette jusqu'à la limite de retrait w_s , après cette valeur de w les valeurs de la résistance en traction sont en peu plus dispersées. La valeur maximale de résistance en traction observée pour cette argile est d'environ 440 kPa à un degré de saturation $S_r = 10$ % (régime pendulaire).

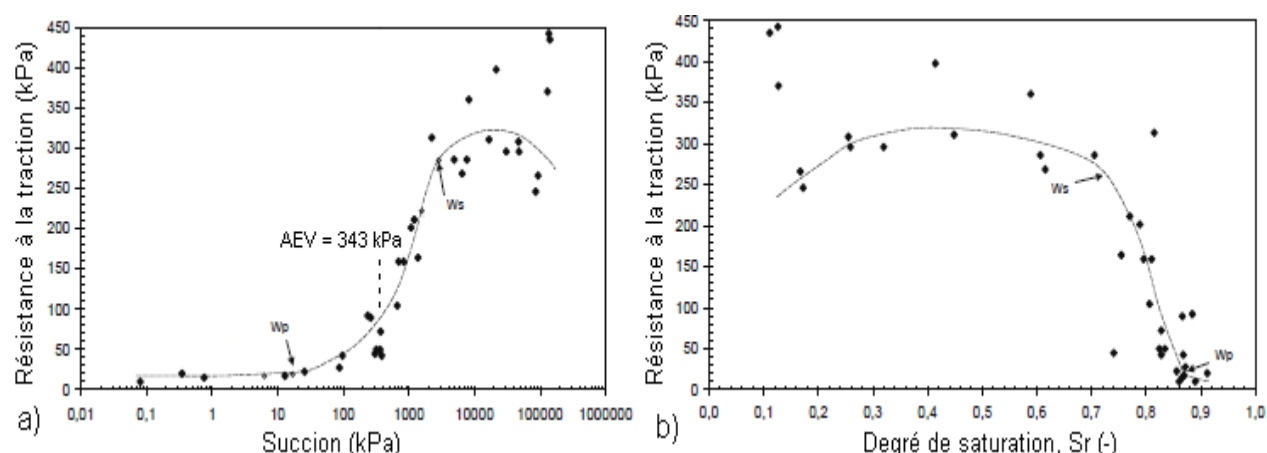


Figure 2–23 : Valeurs expérimentales de la résistance à la traction pour une argile dense en fonction de a) la succion; b) du degré de saturation (modifié de Zeh et Witt, 2005).

2.3.2 Essais de flexion

Les essais de flexion représentent une alternative pour déterminer la résistance en traction des matériaux cohérents ou à faible cohésion. Les essais de flexion ont été conçus à la base pour évaluer le module d'élasticité et la résistance à la traction de matériaux sous forme de poutre. On utilise l'essai de flexion avec trois points ou quatre points de chargement. On présente dans la suite les particularités de cet essai ainsi que certains résultats tirés de la littérature. L'interprétation de ces essais est discutée plus loin dans cette section.

L'essai de flexion avec trois points de chargement est basé sur le cas d'une poutre avec deux points d'appui avec restriction de déplacement vertical et un point de chargement au centre. Satyanarayana et Rao (1972) ont mené ce type d'essais sur un matériau argileux compacté afin de déterminer la résistance à la traction à l'état non saturé. Ils ont utilisé des éprouvettes de 50 cm x 5 cm x 5 cm. Les appuis simples (tiges de 1,25 cm de diamètre) ont été fixés à une distance de 40 cm l'un de l'autre. La charge a été appliquée à une vitesse de déplacement constante de 0,5 mm/min. Les résultats de cette étude expérimentale ont montré que la résistance en traction du sol testé augmente avec la teneur en eau jusqu'à peu près la valeur de la teneur en eau optimale de l'essai de compaction Proctor (O.M.C. à la figure 2-24). Ensuite, lorsque la teneur en eau continue à augmenter la valeur de la résistance diminue. À la figure 2-24, on peut remarquer que l'allure de la courbe de résistance en traction en fonction de la teneur en eau ressemble à celle de la courbe de compaction (Satyanarayana et Rao, 1972). Les valeurs de résistance en traction obtenues à partir de l'essai de flexion sont très élevées en comparaison avec celles obtenues à partir de l'essai de résistance à la traction directe.

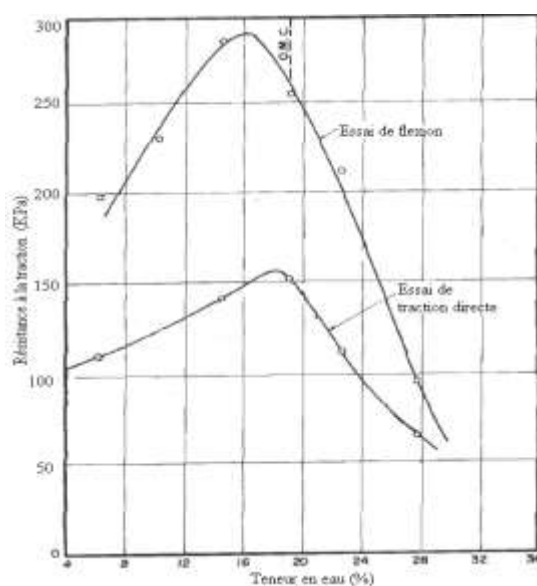


Figure 2-24 : Comparaison de la résistance en traction d'une argile en fonction de la teneur en eau pour l'essai de flexion avec trois points et un essai de traction directe (modifié de Satyanarayana et Rao, 1972).

Al-Layla et al. (2007) ont mesuré la résistance en traction des argiles naturelles et cimentées (avec un indice de plasticité $I_p = 28\%$). Des éprouvettes prismatiques sous forme de petite poutre ($50,8 \times 50,8 \times 305$ mm) ont été préparées à une teneur en eau w variant entre 15% et 20% (teneur en eau optimale de l'essai Proctor), recouvertes d'une pellicule plastique et curées durant 30 jours. Ensuite, les éprouvettes ont été testées dans un appareil de compression, et chargées à une vitesse de déplacement de 0,127 mm/min. La force de compression a engendré une fissure au centre de l'éprouvette.

Le but de l'étude expérimentale d'Al-Layla et al. (2007) était d'analyser l'évolution de la résistance en traction d'une argile stabilisée à la chaux. À la figure 2–25 on peut observer les valeurs de la résistance en traction (obtenues à partir de l'équation 2–38 présentée plus loin, basée sur un comportement élastique) en fonction du pourcentage de chaux et du temps de cure. On voit que la résistance en traction augmente lorsque le pourcentage de chaux et le temps de cure augmentent. On observe aussi que la résistance en traction a une tendance à diminuer une fois la valeur maximale atteinte à 4% de chaux pour un temps de cure de 7 jours.

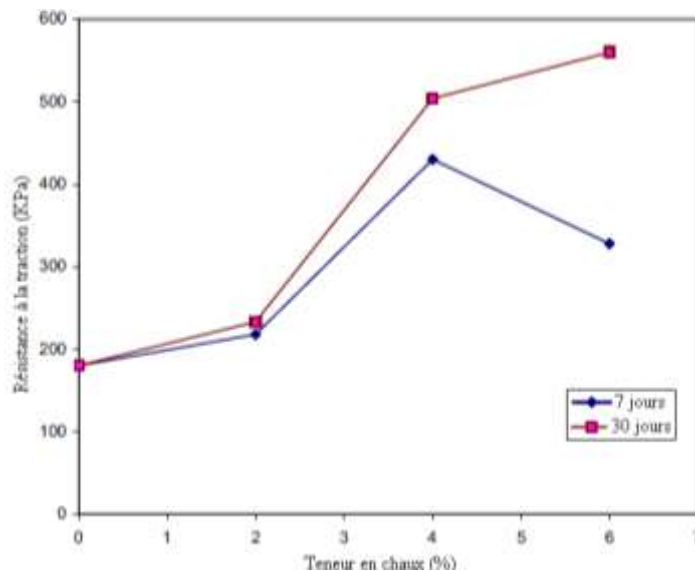


Figure 2–25 : Effet de la teneur en chaux d'une argile sur la résistance en traction (modifié de Al-Layla et al., 2007).

Amarasiri et al. (2011) ont utilisé l'essai de flexion à trois points pour déterminer les caractéristiques de fracturation en tension des argiles de Werribee (Australie) ayant un fort potentiel de retrait et d'expansion. Des éprouvettes d'argile compactée de 14 cm x 3 cm x 3 cm ont été testées à des teneurs en eau variant entre 17 % et 50 %. Les échantillons ont atteint la rupture sous l'application des forces variant entre 80 N et 4 N (pour de faibles à fortes teneurs en eau respectivement) à un taux de 0,2 mm/min. Les valeurs estimées de la résistance à la traction varient de 800 kPa (pour $w = 17\%$) à 20 kPa (pour $w = 50\%$). Les résultats ont également permis d'évaluer le module de Young qui diminue de façon exponentielle avec la teneur en eau.

L'essai de flexion à quatre points permet de déterminer la rigidité ainsi que la résistance à la traction. Dans cet essai, des charges ponctuelles égales sont appliquées aux tiers de la portée de la poutre qui repose sur deux appuis simples (voir figure 2–26). Des essais de flexion avec quatre points de chargement ont été menés sur des argiles silteux par Ammeri (2009) et Ammeri et al. (2009). Les spécimens de dimensions de 10 cm x 10 cm x 40 cm ont été testés à une teneur en eau et à une densité sèche constantes (i.e. à la valeur optimale w_{opt} et la valeur maximale ρ_d de l'essai Proctor). La même procédure a été utilisée dans les deux cas. La distance entre les tiges d'appui est de 30 cm et celle qui sépare les tiges de chargement est de 10 cm. Des capteurs de déplacement et de forces sont reliés à un système d'acquisition de données. Ils permettent de déterminer les déplacements et de mesurer la force transmise à l'échantillon (voir la configuration du dispositif de l'essai de flexion à la figure 2–26). La charge a été appliquée par élévation du plateau inférieur avec une vitesse de déplacement constante de 0,2 mm/min. Les fissures sont amorcées dans la partie inférieure des éprouvettes et elles se sont propagées vers le haut en provoquant ainsi la rupture de l'éprouvette (Ammeri, 2009).

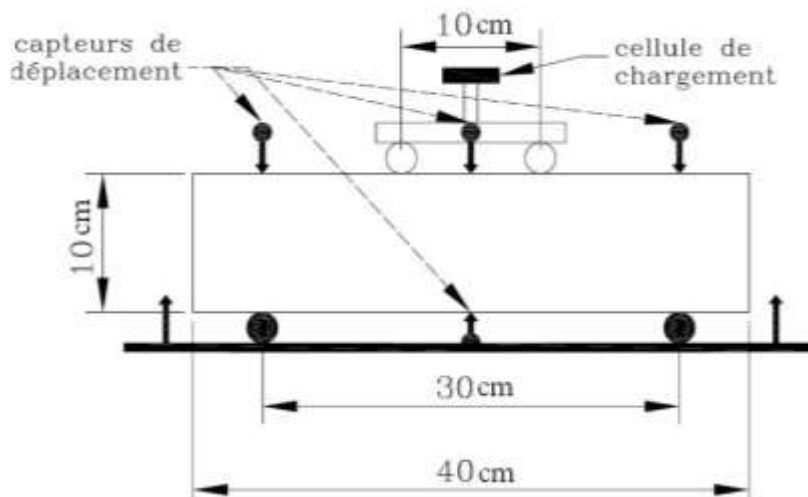


Figure 2–26 : Dispositif de l'essai de flexion à quatre points. (tiré d'Ammeri, 2009).

Des résultats des expériences d'Ammeri (2009) sont montrés à la figure 2–27. La force équivalente F^* ($F^* = F[L' - l]/b$, voir définition des paramètres à la figure 2–27) appliquée est en fonction du déplacement mesuré au centre de la fibre inférieure de l'échantillon. On remarque que pour un même essai la force augmente presque proportionnellement au déplacement. Ensuite, au delà du pic, il y a une baisse de résistance, i.e de la force nécessaire pour générer le déplacement.

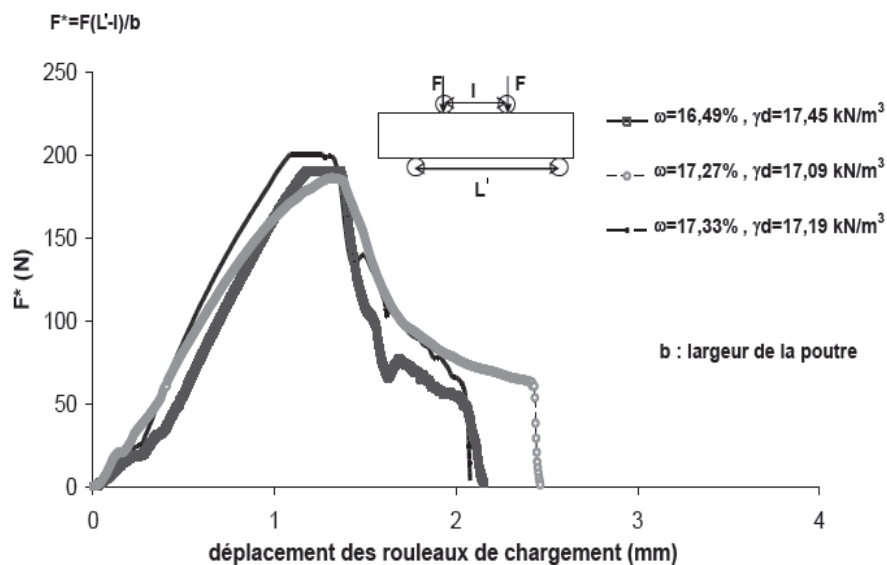


Figure 2–27 : Résultats des essais de flexion à quatre points (tiré d'Ammeri, 2009).

L'analyse des résultats de ce type d'essai est usuellement basée sur la théorie des poutres. Mais l'hypothèse à la base d'un tel comportement n'est pas toujours confirmée puisque l'élancement des éprouvettes est souvent inférieur à 8 (valeur minimale requise) pour des raisons de faisabilité. Cet aspect est discuté dans ce qui suit.

2.3.2.1 Méthodes d'analyse pour l'essai de flexion

Dans la littérature, on retrouve trois principaux modèles pour calculer la résistance à la traction à partir des résultats des essais de flexion. Le premier modèle, représenté à la figure 2–28, est basé sur la théorie élastique de flexion. Cette théorie a pour hypothèses (Dowling, 2007) :

- La poutre est symétrique.
- Le matériau est isotrope et homogène sur toute la dimension de la poutre.
- Les sections planes transversales restent planes et normales aux fibres longitudinales après la déformation (déformation de cisaillement $\gamma_{xy} = \gamma_{zx} = 0$)
- Les contraintes horizontales σ_x sont linéairement proportionnelles aux déformations horizontales ϵ_x ($\sigma_x = E \epsilon_x$).
- Axe neutre est au centre et ne bouge pas.

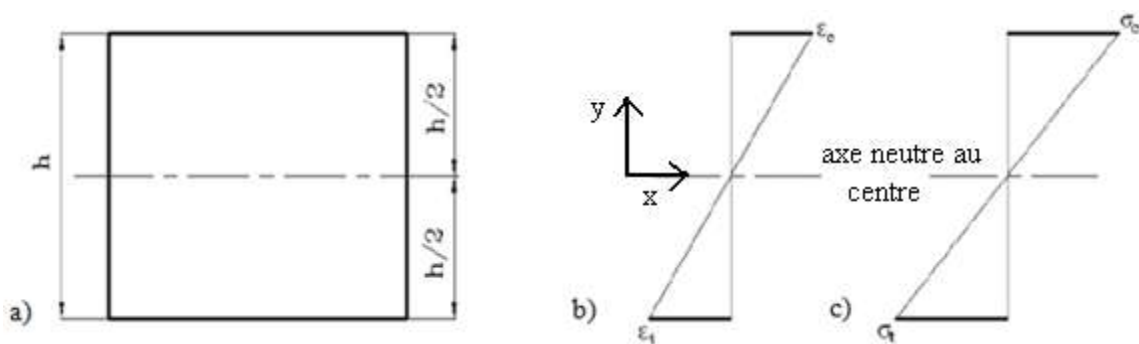


Figure 2–28 : Méthode élastique d'interprétation de l'essai de flexion a) section de la poutre; b) diagramme des déformations horizontales ϵ_x ; c) diagramme de contraintes horizontales σ_x (tiré de Ammeri, 2009)

Les contraintes maximales (aux fibres les plus éloignées de l'axe neutre) de compression, et de traction à la rupture, sont exprimées par l'expression :

$$\sigma_{c \max, t} = \frac{y_{\max} M_{\max}}{I} \quad (2-34)$$

Pour le cas d'une poutre homogène de section rectangulaire, on peut écrire :

$$y_{\max} = \frac{h}{2} \quad (2-35)$$

$$I = \frac{bh^3}{12} \quad (2-36)$$

Ce qui donne :

$$\sigma_{c \max, t} = \frac{6M_{\max}}{bh^2} \quad (2-37)$$

où

I = Moment d'inertie de la section de l'échantillon [L^4].

y_{\max} = distance entre la fibre la plus éloignée et l'axe neutre = $h/2$ [L].

M_{\max} = Moment fléchissant à la rupture, calculé selon l'équation 2-45 ou 2-46 [$M.L^2.T^{-2}$].

b = Largeur de l'éprouvette [L].

h = Épaisseur de l'éprouvette [L].

Selon ce modèle, les contraintes en traction ont les mêmes valeurs que les contraintes en compression. Ceci ne représenterait pas bien la réalité des sols (surtout non saturés). Il s'agit néanmoins d'une approche simple et pratique pour déterminer la résistance à la traction à partir d'un essai de flexion.

Un deuxième modèle, nommé « méthode directe », suppose que le matériau possède deux modules de rigidité différents en compression et en traction (Duckworth, 1951; Ammeri, 2009).

Cette méthode prend pour hypothèses que l'allongement et le retrait des axes longitudinaux sont proportionnels à leurs distances à l'axe neutre (de telle façon que la section de l'échantillon reste plane) et que le module de déformation en tension peut différer de celui en compression (comportement bimodulaire qui se traduit par un déplacement de l'axe neutre par rapport à la mi-hauteur de l'échantillon). Une représentation schématique de la méthode directe et de ses hypothèses est montrée à la figure 2–29.

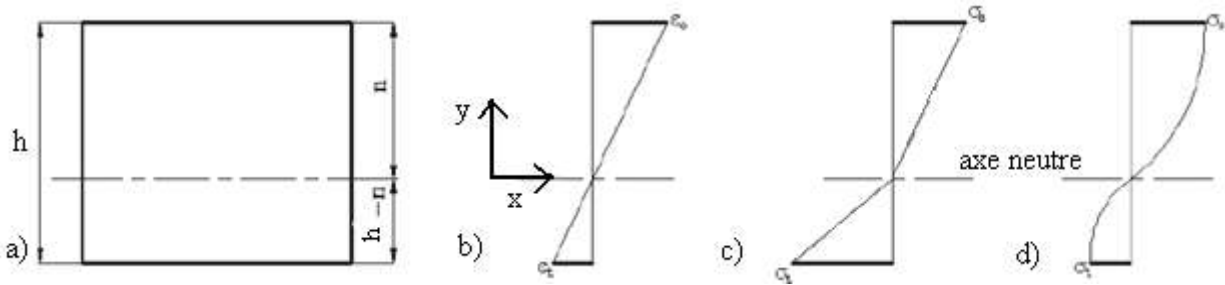


Figure 2–29 : a) Section de la poutre; b) Diagramme des déformations horizontales; c) Diagramme des contraintes horizontales selon la méthode directe; d) Diagramme de contraintes horizontales selon la méthode différentielle (tiré d'Ammeri, 2009)

Cette méthode permet de calculer la contrainte de traction à la base de l'échantillon et la contrainte de compression dans la partie supérieure de la poutre à l'aide des déformations horizontales maximales et de la force à la rupture mesurées. Les équations développées par Duckworth (1951) sont utilisées avec cette approche:

$$\sigma_t = \frac{3M_{\max}}{bh^2} \frac{\epsilon_{c \max} + \epsilon_{t \max}}{\epsilon_{t \max}} \quad (2-38)$$

$$\sigma_{c \max} = \frac{3M_{\max}}{bh^2} \frac{\epsilon_{c \max} + \epsilon_{t \max}}{\epsilon_{c \max}} \quad (2-39)$$

Lorsque les déformations horizontales (ϵ_t et ϵ_c) ne sont pas mesurées lors des essais de flexion, on peut les estimer à l'aide de la loi de Hooke en utilisant les équations suivantes (Al-Layla et al., 2006; Dowling, 2007):

$$\varepsilon_{t \max} = \frac{24\delta_{t \max} M_{\max} h}{F_{\max} a (3L^2 - 4l^2)} \quad (2-40)$$

$$\varepsilon_{c \max} = \frac{24\delta_{c \max} M_{\max} h}{F_{\max} a_1 (3L^2 - 4l^2)} \quad (2-41)$$

où

$\delta_{t \max}, \delta_{c \max}$ = déplacement mesuré à la rupture en bas δ_t ou en haut δ_c (au centre) de l'éprouvette [L].

F_{\max} = Charge appliquée à la rupture [M.L.T²].

L = Longueur de l'éprouvette [L].

l = Distance entre le point d'application de la charge et l'extrémité la plus proche de l'éprouvette (i.e. $L/3$)

a_1 = Distance entre les deux points d'appui supérieurs (= $L/3$)

Les équations 2-37 et 2-38 seront utilisées plus loin, à la section 4.4, pour analyser la réponse des résidus miniers soumis aux essais de flexion.

Un troisième modèle, basé sur la « méthode différentielle » a été proposé par Prentis (1951). Ce modèle ne considère pas une loi de comportement spécifique, et il permet une distribution non linéaire de σ_x (voir figure 2-29d). Les expressions des contraintes de compression et de traction sont données par (Ammeri, 2009, Ammeri et al., 2009) :

$$\sigma_t = \frac{1}{\varepsilon_{c \max} + \varepsilon_{t \max}} \frac{\partial \xi}{\partial \varepsilon_{t \max}} \quad (2-42)$$

$$\sigma_c = \frac{1}{\varepsilon_{c \max} + \varepsilon_{t \max}} \frac{\partial \xi}{\partial \varepsilon_{c \max}} \quad (2-43)$$

$$\xi = \frac{M_{\max} (\varepsilon_{c \max} + \varepsilon_{t \max})^2}{bh^2} \quad (2-44)$$

Pour obtenir la résistance en traction à partir d'un essai de flexion, il faut définir M_{\max} (déterminé à partir de l'équation 2-45 ou 2-46 selon le type d'essai) et ε_{\max} (qui peut être obtenue à partir des équations 2-40 et 2-41).

- **Détermination du moment fléchissant M dans un essai de flexion**

La résistance en traction de l'échantillon à la rupture dépend du moment fléchissant maximal (généré au centre de l'échantillon, tel que montré à la figure 2-30).

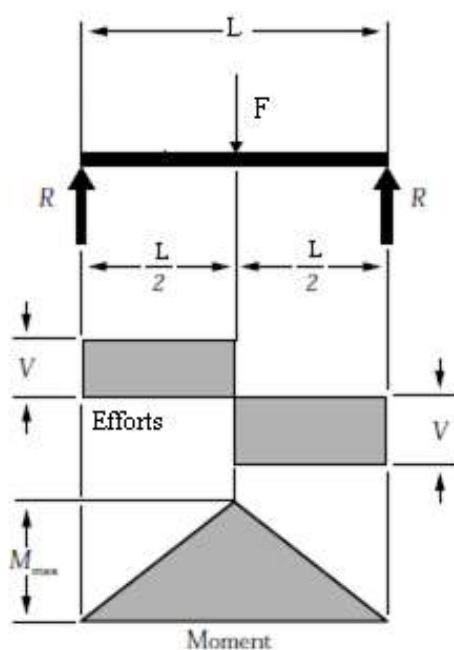


Figure 2-30 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant dus à la force appliquée pour l'essai de flexion avec trois points d'appuis (modifié des normes NDS, 2005).

Selon la théorie élastique, lorsque la charge F est appliquée au centre de l'échantillon (à $L/2$), le moment fléchissant M pour l'essai avec trois points d'appui peut être déterminé selon l'expression suivante (e.q. NDS, 2005; Dowling, 2007) :

$$M_{\max} = \frac{F_{\max} L}{4} \quad (2-45)$$

Dans cette équation le moment M_{\max} dépend directement de la charge appliquée F_{\max} lors de l'essai de flexion à la rupture de l'échantillon. À la figure 2–30, on observe que le moment fléchissant maximum se produit à un seul point, juste en dessous de la charge appliquée (au centre de l'échantillon quand la distance entre la charge et les points d'appui est égale à $L/2$), cela représente un inconvénient pour ce type d'essai, à cause notamment de la difficulté de mesurer expérimentalement le déplacement où le moment maximum se produit.

Contrairement à l'essai de flexion à trois points, le moment fléchissant est constant et l'effort tranchant est nul entre les deux charges appliquées dans l'essai avec 4 points d'appui (figure 2–31). Cela représente un avantage car le moment fléchissant est maximal où le déplacement est mesuré (au centre de l'éprouvette). Cet essai est représenté schématiquement par une poutre appuyée sur deux points avec restriction verticale et deux points de chargement séparés d'une distance égale à un tiers de la longueur de la poutre, tel que montré à la figure 2–31.

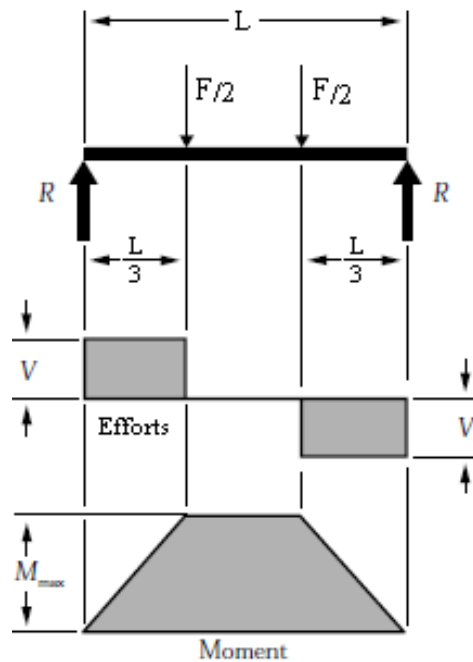


Figure 2–31 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissants pour l'essai de flexion à quatre points d'appui (modifié des normes NDS, 2005).

Soit F_{\max} la charge ultime [$M.L.T^{-2}$] appliquée aux deux points d'appui du haut, et L la longueur de la poutre en unités de longueur (nb dans le but de simplifier les analyses, cette longueur L est supposée égale à la distance entre les deux points d'appui inférieurs, ce qui n'est pas très loin de la réalité pour les besoins de l'interprétation), le moment fléchissant maximal (à la rupture) M_{\max} peut être déterminé à partir de l'expression suivante (e.q. NDS, 2005; Dowling, 2007):

$$M_{\max} = \frac{F_{\max}L}{6} \quad (2-46)$$

2.3.2.2 Facteurs d'influence des conditions des essais sur la résistance en traction.

Plusieurs études (Rumpf, 1961; Ajaz et Parry, 1975; Schubert, 1984; Mikulitsch et Gudehus, 1995; Tang et Graham, 2000; Kim, 2001; Kim et Hwang, 2002; Heibrock et al., 2003; Zeh et Witt, 2005, 2007; Goulding, 2006; Lu et al. 2007; Kim et Sture, 2008; Ammeri, 2009; Plé et al., 2011) ont démontré que le comportement en traction des sols fins est influencé par le type d'essai, les conditions de réalisation et l'interprétation utilisée. Parmi les facteurs d'influence on retrouve notamment les conditions initiales et la taille des éprouvettes, les caractéristiques du matériau et la vitesse de sollicitation. Ces aspects sont discutés ici.

Caractéristiques du matériau

L'effet de la teneur en eau sur la résistance en traction du matériau a été déjà introduit dans les sections précédentes. Elle a été abondamment analysée (Rumpf, 1961; Ajaz et Parry, 1975; Schubert, 1984; Tang et Graham, 2000; Kim, 2001; Kim et Hwang, 2002; Zeh et Witt, 2005; Lu et al., 2007; Plé et al., 2011). En général, on note un accroissement de la résistance des sols jusqu'à une certaine teneur en eau w suivie d'une perte de la résistance en traction à une valeur de w plus grande. Le présent projet porte sur l'incidence de la variation de la teneur en eau (et de la succion) sur la résistance en traction des résidus miniers non saturés. Il n'y pas de données disponibles à cet effet (à la connaissance des auteurs).

L'influence de l'indice des vides a été analysée par Mikulitsch et Gudehus (1995) sur des limons argileux. Leurs travaux expérimentaux ont montré que la résistance en traction déterminée à

partir des essais de traction directe augmente lorsque l'indice des vides diminue. L'effet de l'indice des vides dépend aussi du degré de saturation du matériau. Mikulitsch et Gudehus (1995) ont observé que l'indice des vides n'a pratiquement pas d'influence sur la résistance en traction du matériau à des degrés de saturation faibles et élevés. Dans le même ordre d'idée, les résultats des travaux de Lu et al. (2007) ont montré que la résistance en traction déterminée à partir des essais de traction directe (voir dispositif à la figure 2–18) augmente lorsque la porosité n diminue pour un sable fin. Ils ont aussi constaté lors de leurs expériences que la porosité a peu d'influence sur la résistance en traction d'un sable moyennement grossier.

Heibrock et al. (2003) ont réalisé des essais de traction directe sur des argiles densifiées. Les éprouvettes préparées en trois couches avec une même teneur en eau ont été divisées en trois sections. Les résultats ont mis en évidence l'influence de la structure du sol (homogénéité, degré de compaction, indice des vides) sur la résistance en traction non saturée. La section supérieure de l'échantillon a présenté des valeurs de résistance plus faibles que la section centrale et inférieure. Ceci est dû aux différences dans le degré de compaction (et par conséquent dans l'indice des vides) des trois sections des éprouvettes.

Kim (2001), Kim et Hwang (2003) et Kim et Sture (2008) ont constaté une augmentation de la résistance à la traction (obtenue des essais de traction directe menés sur un sable de quartz naturel fin) avec l'indice de densité relative I_D . Toutefois, ils ont observé que l'indice I_D a peu d'influence à de faibles degrés de saturation.

Wang et al. (2007) ont évalué l'effet de la densité (masse volumique ou unitaire) sèche ρ_d sur la résistance en traction uniaxiale d'une argile avec un faible indice de plasticité ($I_p = 8,9 \%$). Les résultats obtenus à partir des essais modifiés de flexion à trois points (avec petite fissure déjà initiée) ont montré que la résistance en traction augmente avec l'augmentation de ρ_d . Zeh et Witt (2007) ont confirmé la tendance observée par Wang et al. (2007). Leur étude, réalisée sur une argile dense, a mis en évidence le faible impact de la densité ρ_d sur la résistance à la traction (obtenu des essais de traction directe, voir dispositif à la figure 2–22) à de faibles valeurs de succion (ou à des degrés de saturation élevés). Les résultats des essais de flexion sur du silt argileux menés par Plé et al. (2011) ont aussi confirmé l'augmentation de la résistance en traction non saturée lorsque la densité sèche ρ_d augmente.

Le pourcentage de particules fines est une autre caractéristique importante à considérer lors de l'analyse du comportement en traction des sols. Kim et Sture (2008) ont démontré, à partir des essais de traction directe (voir dispositif à la figure 2–16) menés sur un sable de quartz naturel, que le pourcentage de particules fines contribue à une augmentation de la résistance en traction du matériau à de faibles degrés de saturation (à l'état pendulaire). La variation de la résistance en traction en fonction de la teneur en particules fines a toutefois été peu étudiée dans le passé.

L'effet de la dimension et de l'élancement des éprouvettes utilisés lors des essais de traction directe a aussi été analysé par Munkholm et al. (2002). Leurs expériences sur un limon sableux ont montré que la résistance à la traction directe tend à diminuer avec la section de l'éprouvette.

Type d'essai et vitesse de chargement

Satyanarayana et Rao (1972) ont travaillé avec un sol argileux non saturé. Les résultats de plusieurs types d'essais ont montré que l'essai de flexion fournit en général la résistance en traction la plus élevée alors que l'essai brésilien fournit la résistance la plus faible. L'allure de la courbe de la résistance à la traction en fonction de la teneur en eau est similaire pour les différents types d'essai effectués.

Madjoudj (2001) a déterminé la résistance en traction des sols argileux à partir des différents types d'essai i.e. traction directe, traction par fendage (essai brésilien) et traction par flexion. Il a observé que les différents essais conduisent à des valeurs différentes de résistance à la traction. Des écarts allant jusqu'à 100 % ont été trouvés. Les valeurs de résistance en traction obtenues des essais de flexion et des essais brésilien sont comparables, mais plus faibles que celles obtenues des essais de traction directe. La tendance des résultats varie selon le type d'essai. Par exemple, une diminution de la résistance à la traction proportionnellement linéaire avec la teneur en eau a été observée pour l'essai de traction directe alors qu'une augmentation jusqu'à une valeur maximale suivie d'une diminution de la résistance en traction a été constatée pour les autres types d'essai.

Ces études ont montré qu'en général, les essais de traction directe ou indirecte ne fournissent pas la même valeur de la résistance en traction. Dans certains cas, ces différences sont très considérables. Ceci peut être dû au développement de contraintes différentes (de compression, de cisaillement ou de flexion), à une mauvaise utilisation des solutions analytiques lors de

l'interprétation des résultats, ou à des effets liés à la géométrie et l'homogénéité de l'échantillon (Ammeri, 2009).

Les travaux d'Ammeri (2009) sur un sol argileux (avec $I_p = 13\%$) ont montré que la résistance en traction (obtenue de l'essai brésilien) tend à diminuer lorsque la vitesse augmente. La vitesse de chargement a aussi une influence sur le type de rupture. Selon Ammeri (2009), la fracture ne se produit pas en traction lorsque les vitesses de chargement sont élevées lors de l'essai brésilien.

2.3.3 Modèles prédictifs de la résistance en traction des sols.

Divers auteurs, dont Rumpf (1961) et Schubert (1984), ont développé des modèles pour prédire la résistance en traction des sols non saturés. Le modèle de Rumpf (1961) n'est applicable que dans le régime pendulaire tandis que le modèle de Schubert (1984) peut servir pour le régime capillaire et pour le régime funiculaire. Ces modèles se basent sur un système de deux particules sphériques de diamètre d , séparées d'une distance a , liées par un film d'eau capillaire, tel que représenté à la figure 2-32.

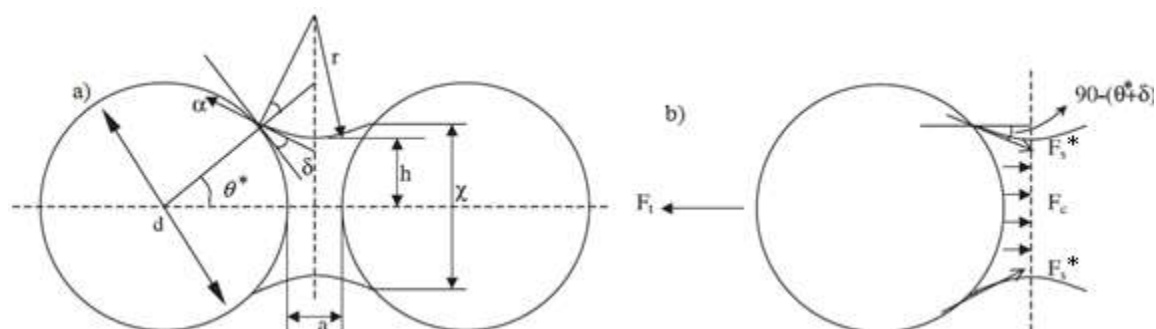


Figure 2-32 : a) Ménisque d'eau entre deux particules sphériques; b) Diagramme des forces agissant sur une particule du sol (modifié de Kim et Sture, 2008).

- **Régime pendulaire**

À de faibles teneurs en eau, les forces capillaires développées dans les sols granulaires non saturés seraient le résultat de l'action de deux composants (voir figure 2-32) : la force F_s^* due à la tension de surface, agissant sur la ligne de contact eau-particule, et la force F_c due à la

différence des pressions extérieures et intérieures du ménisque agissant sur la section transversale (Kim et Hwang, 2003). La force due à la tension de surface peut être exprimée à l'aide de l'équation suivante (Schubert, 1984) :

$$\frac{F_s^*}{\alpha d} = \pi \sin \theta^* \sin (\theta^* + \delta) \quad (2-47)$$

où θ^* est l'angle du ménisque exprimé en radians; α est la tension de surface d'eau en $N.m^{-1}$; δ est l'angle de contact en radians; d est exprimé en mètres et F_s^* en N (voir figure 2-32).

La deuxième force F_c (Newtons) peut être évaluée comme suit (Schubert, 1984) :

$$\frac{F_c}{\alpha d} = \pi \left(\frac{\sin \theta^*}{2} \right)^2 \left(\frac{1}{r^*} - \frac{1}{h^*} \right) \quad (2-48)$$

Avec

$$h^* = \frac{h}{d} = \frac{\sin \theta^*}{2} + \frac{r}{d} [\sin(\theta^* + \delta) - 1] \quad (2-49)$$

et

$$r^* = \frac{r}{d} = \frac{(1 - \cos \theta^*) + a/d}{2 \cos (\theta^* + \delta)} \quad (2-50)$$

Dans ces équations, h^* et r^* sont adimensionnels; h et r (exprimés en mètres) sont les rayons de courbure interne et externe du ménisque, tel que montré à la figure 2-32; θ^* est l'angle du ménisque (exprimé en radians) qui dépend de la quantité d'eau présente dans le sol; α est la tension de surface d'eau ($\approx 0,072 N/m$); d et a sont donnés en mètres; l'angle de contact δ (en radians) est une caractéristique qui dépend notamment des propriétés de l'eau et de la surface du sol. L'angle de contact δ peut varier entre 0 rad et 1,3 rad ou 0° et 80° (Kumar et Malik, 1990; Laroussi et DeBacker, 1979)

La force totale (capillaire) F_t résulte donc de la sommation de deux forces décrites ci-dessus :

$$\frac{F_t}{\alpha d} = \pi \sin \theta^* \left[\sin(\theta^* + \delta) + \frac{\sin \theta^*}{4} \left(\frac{1}{r^*} - \frac{1}{h^*} \right) \right] \quad (2-51)$$

L'angle du ménisque θ^* peut être relié à la teneur en eau w et à la densité relative des grains D_r par l'expression suivant (Lu et al., 2007)

$$w = \frac{6k}{D_r} \left\{ [r^{*2} + (r^* + h^*)^2] r^* \cos(\theta^* + \delta) - \frac{r^{*3} \cos^3(\theta^* + \delta)}{3} \right. \\ \left. - r^{*2} (r^* + h^*) \left[\cos(\theta^* + \delta) \sin(\theta^* + \delta) \left(\frac{\pi}{2} - \theta^* - \delta \right) \right] \right. \\ \left. - \frac{1}{24} (2 + \cos \theta^*) (1 - \cos \theta^*)^2 \right\} \quad (2-52)$$

Le paramètre k est égal au nombre de points de contact entre les particules. Par exemple pour un arrangement cubique simple de particules de même taille, $k = 6$.

Les équations développées précédemment, basées sur la théorie capillaire, ne sont valables que pour les sols à de faibles teneurs en eau et avec un diamètre de particule d uniforme, représentés dans la CRE comme le régime pendulaire. La résistance en traction correspondante, à l'état pendulaire, est exprimée en fonction de la force capillaire totale F_t (Rumpf, 1961):

$$\sigma_{tp} = \frac{(1 - n)}{nd^2} F_t \quad (2-53)$$

où F_t est donné par l'équation 2-51 et elle est exprimée en Newtons.

Des valeurs typiques de la résistance en traction (à l'état pendulaire) pour un sable non saturé calculées à partir de l'équation 2-53 sont montrées à la figure 2-33. Théoriquement, le modèle de Rumpf (1961) est applicable jusqu'à certaine teneur en eau w (ou S_r). Cette valeur limite dépend de l'arrangement des particules (i.e. k) et de l'angle du ménisque θ^* . Lu et Likos (2004) ont démontré que pour un arrangement simple cubique (SC) avec $k = 6$, $n = 47,6\%$ ($e = 0,91$) et la teneur en eau supérieure limite est égale à 6,3 % si $\delta = 0$ tandis que pour un arrangement tétraédrique (TH) avec $k = 12$, $n = 26\%$ ($e = 0,34$), la teneur en eau supérieure limite est égale à 3,2 % si $\delta = 0$.

Rappelons que la teneur en eau gravimétrique w peut être liée au degré de saturation S_r et à la teneur en eau volumique à partir de l'équation suivant :

$$S_r = \frac{wG_s}{e} = \frac{\theta_w}{n} \quad (2-54)$$

Si l'on considère une densité relative typique pour les sables $D_r = 2,65$, les teneurs en eau limites pour un arrangement SC et pour un arrangement TH correspondent à $S_r = 18,2\%$ ($\theta_w = 0,09$) et $S_r = 25,5\%$ ($\theta_w = 0,06$) respectivement. On peut tracer un graphique de la résistance en traction en fonction du degré de saturation pour un sable non saturé au régime pendulaire (voir figure 2-33) en utilisant les équations 2-47 à 2-54.

Selon l'expression de l'équation 2-53 (Rumpf, 1961), la résistance à la traction au régime pendulaire σ_{tp} est inversement proportionnelle au diamètre de particules d . Les corrélations entre la résistance en traction σ_{tp} , le diamètre de particules d et le degré de saturation pour un arrangement SC ainsi que pour un arrangement TH (avec $\delta = 0$) sont montrés à la figure 2-33. On remarque que la résistance à la traction en régime pendulaire ($0 \leq S_r \leq 18\%$ pour un arrangement SC et $0 \leq S_r \leq 28\%$ pour un arrangement TH), pour différentes tailles de particules, peut varier de 0 (à $S_r = 0$) jusqu'à une centaine de pascals pour un sable grossier (avec un diamètre de particule moyen $d = 1$ mm) et jusqu'à plusieurs kilopascals pour un sable fin ($d = 0,01$ mm). Pour les silts, les valeurs typiques de la résistance en traction varient autour de plusieurs dizaines de kilopascals (Goulding, 2006).

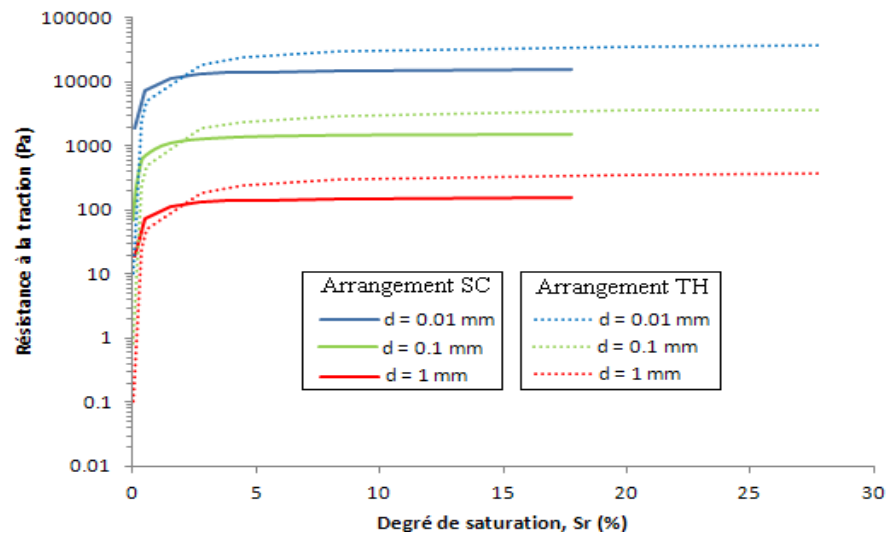


Figure 2-33 : Valeurs calculées de la résistance en traction d'un sable en fonction de la taille de particules et du degré de saturation selon le modèle de Rumpf (1961) (équation 2-53).

- **Régimes capillaire et funiculaire**

À l'état capillaire, proche de la saturation, il existe peu de théories pour déterminer la résistance en traction. Parmi les plus répandues, on retrouve celle de Schubert (1975) et celle de Kim (2001), citées par Lu et al. (2007). Schubert (1975) considère que les forces capillaires ne se développent qu'à la surface des agglomérats et qu'elles ne contribuent plus à la résistance en traction des sols non saturés. Ici, la résistance à la traction est due à la pression d'eau capillaire négative P_c produite à l'intérieur des agglomérats. Le modèle de Schubert (1975, 1984) conduit à la relation suivante :

$$\sigma_{tc} = S_r P_c \quad (2-55)$$

où P_c est la pression capillaire (ou la succion matricielle) $[M.L^{-1}.T^{-2}]$ qui peut être déterminée pour un degré de saturation S_r directement de la CRE du matériau ou à partir de l'équation proposée par Schubert (1975, 1984) :

$$P_c = a \frac{(1 - n)\alpha}{nd} \quad (2-56)$$

où a' est une constante adimensionnelle liée à la granulométrie du matériau, n est la porosité du sol, d est le diamètre des particules en mètres et α la tension de surface exprimée en $N.m^{-1}$. Le paramètre a' varierait entre 6 et 8 pour des sols avec une granulométrie uniforme et entre 1,9 et 14,5 pour des sols avec une granulométrie étalée.

Une autre équation proposée par Kim (2001) tient compte de la variation de la pression capillaire tant à l'état capillaire qu'à l'état funiculaire.

$$\sigma_t = S_r(u_a - u_w) \quad (2-57)$$

Selon les équations 2-55 et 2-57, la valeur maximale de la résistance en traction σ_t est égale à la succion matricielle ($\approx AEV$) pour un degré de saturation proche de 100 % ($S_r \cong S_{ca}$). Pour $S_r = 100\%$, la résistance en traction σ_t devient nulle puisque la succion est égal à zéro (la pertinence de cette dernière expression reste toujours en discussion).

D'après Schubert (1984) les contraintes de traction, à l'état funiculaire, sont transmises par les ménisques d'eau entre les particules et aussi par les pores qui sont remplis d'eau. La résistance en traction en régime funiculaire σ_{tf} peut être calculée à partir de l'expression suivante (Schubert, 1984) :

$$\sigma_{tf} = \sigma_{tp} \frac{S_{ca} - S_r}{S_{ca} - S_f} + \sigma_{tc} \frac{S_r - S_f}{S_{ca} - S_f} \quad (2-58)$$

Cette expression combine la résistance en traction à l'état pendulaire σ_{tp} calculée à partir de l'équation 2-53 et la résistance en traction à l'état capillaire σ_{tc} déterminée selon l'équation 2-55, S_r est le degré de saturation sans unités et S_{ca} et S_f correspondent aux degrés de saturation aux limites supérieures du régime funiculaire et du régime pendulaire respectivement. Les valeurs de S_{ca} et de S_f peuvent être reliées respectivement à la valeur d'entrée d'air AEV et à la succion résiduelle ψ_r de la CRE du matériau.

Les figures 2-34 et 2-35 illustrent l'allure de la courbe de la résistance à la traction typique pour les sols granulaires (à faible plasticité), soit un sable (sol grossier) et un silt (sol fin) en fonction de la succion. La courbe de rétention d'eau CRE des deux matériaux a été déterminée selon la méthode de Kovacs modifié MK proposé par Aubertin et al. (2003). Les équations 2-53, 2-55 et 2-58, avec les paramètres affichés aux figures 2-34 et 2-35, ont été utilisées pour calculer les valeurs de la résistance en traction du sable et du silt. On peut remarquer qu'au fur et à mesure que la teneur en eau du sol augmente (à partir de l'état sec), la résistance en traction du sol augmente, de façon très abrupte, pour atteindre une valeur qui ne varie presque pas le long du régime funiculaire. Ensuite, lorsque le sol approche de la saturation, on constate une chute de la résistance à la traction jusqu'à zéro.

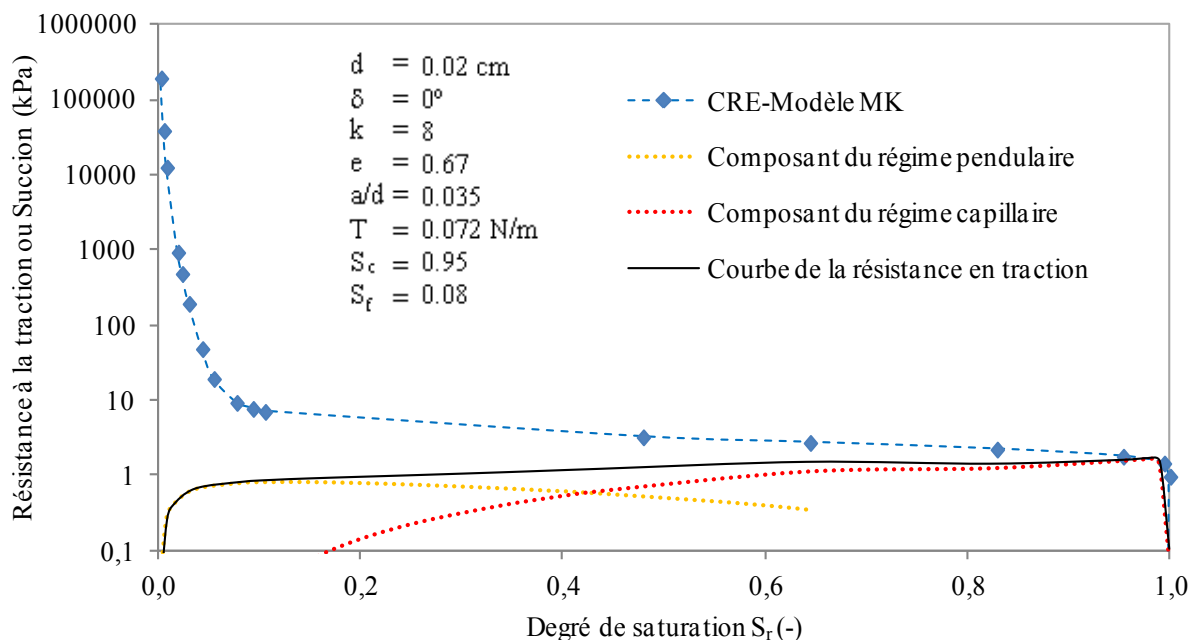


Figure 2-34 : Utilisation de la CRE prédite pour tracer la courbe de résistance en traction théorique σ_t pour un sol granulaire grossier selon les équations 2-53, 2-55 et 2-58 (les paramètres utilisés sont présentés dans la figure).

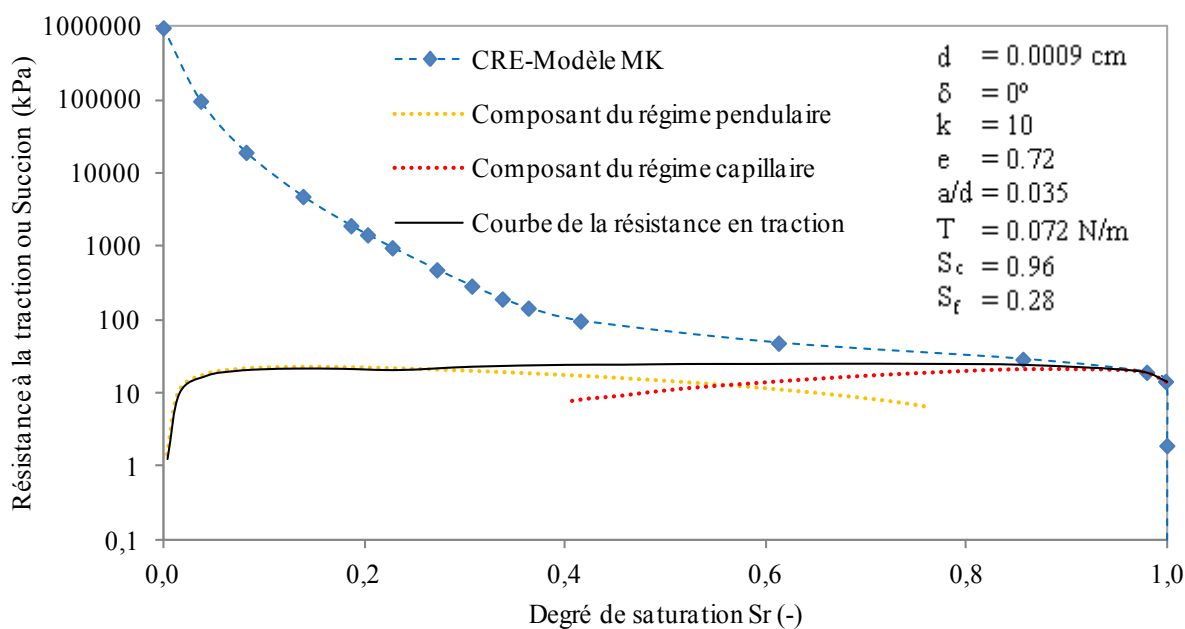


Figure 2-35 : Utilisation de la CRE prédite pour tracer la courbe de résistance en traction théorique σ_t pour un sol granulaire fin selon les équations 2-53, 2-55 et 2-58 (les paramètres utilisés sont présentés dans la figure).

En théorie, la courbe de la résistance à la traction des sols non saturés présenterait deux pics. Ceux-ci sont attribuables aux termes de résistance en traction dans le régime pendulaire et dans le régime capillaire respectivement (voir équation 2-58). Au régime pendulaire, la valeur maximale de la résistance est obtenue approximativement à la teneur en eau résiduelle (θ_r ou S_f) du matériau. La valeur maximum de la résistance en traction au régime capillaire, qui est d'ailleurs la valeur maximale atteinte selon la théorie de Schubert (1975, 1984), équivaut à la succion d'entrée d'air AEV. Les sols granulaires développeraient théoriquement des résistances plus importantes à l'état proche de la saturation.

Ces équations seront utilisées à la section 5.4.2 pour prédire la résistance en traction des résidus miniers étudiés ici.

2.4 Détermination expérimentale du module de Young E

Le module de Young (ou le module d'élasticité axial) E est une propriété importante des matériaux. Pour les matériaux au comportement parfaitement linéaire et isotropes, la valeur de E est identique en compression et en tension. Les sols montrent toutefois un comportement non linéaire sur la courbe contrainte-déformation (Holtz et Kovacks, 1991).

Pour une contrainte horizontale directement proportionnelle à la déformation horizontale ϵ_x , le module de Young E peut être exprimé selon la loi de Hooke:

$$\sigma_x = E \epsilon_x \quad (2-59)$$

où σ_x et E sont exprimés en unités de pression $[M.L^{-1}.T^{-2}]$ et ϵ_x est adimensionnel.

Graphiquement, le module de Young E peut être déterminé de trois façons différentes à partir de la courbe contrainte-déformation non linéaire, voir figure 2-36.

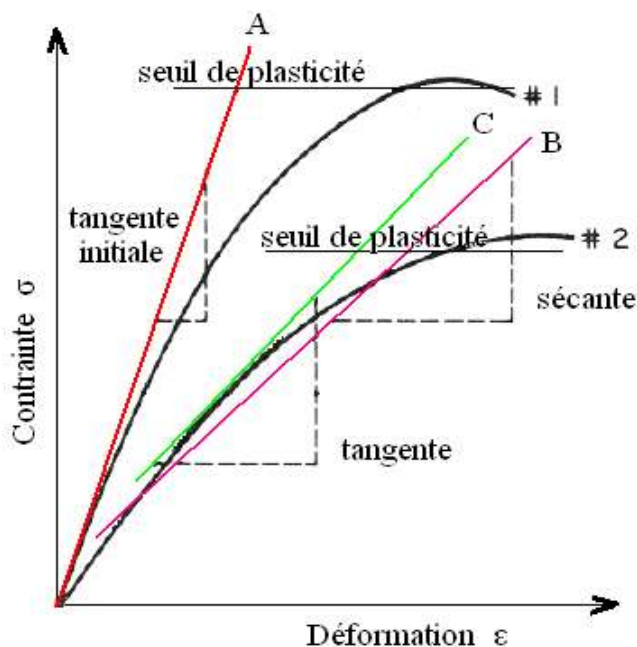


Figure 2–36 : Courbe contrainte-déformation non linéaire d'un sol et détermination de la pente pour définir le module de Young E (modifié des Bowles, 1984).

Les valeurs des contraintes et des déformations du graphique de la figure 2–36 peuvent être déterminées expérimentalement. Pour les sols, on devrait pour cela utiliser en priorité des essais de traction directe pour le module de Young en tension et des essais triaxiaux pour le module de Young en compression.

Dans la zone élastique, le sol devrait retrouver sa forme initiale après relâchement des contraintes externes (ce qui est souvent le cas pour les résidus). Le seuil de plasticité indique le début du comportement plastique, où l'échantillon change de forme dû à l'application d'une charge même si les contraintes sont enlevées (Holtz et Kovacks, 1991), ce seuil est souvent défini de façon arbitraire pour les sols (au comportement non linéaire).

Sur la figure 2–36, le module de Young E peut être défini selon la pente des trois droites A, B et C. La droite A est la tangente de la courbe au point d'origine dans la zone de très petite déformation. La droite B est la sécante sur la courbe contrainte-déformation dans la zone considérée comme élastique. La droite C est la tangente de la courbe contrainte-déformation sur la zone élastique. La valeur de E retenue (selon une des trois méthodes) dépend de l'application visée.

Lorsque des essais de flexion sont effectués et que la théorie élastique (i.e. méthode d'analyse élastique ou directe) est utilisée afin d'estimer la résistance en traction du matériau, la courbe contrainte-déformation est idéalisée comme étant une droite et l'équation suivant peut être utilisée pour évaluer le module E (Dowling, 2007) :

$$E = \frac{\sigma_t}{\varepsilon_{t \max}} \quad (2-60)$$

où σ_t est la résistance à la traction calculée selon l'équation 2-37 ou 2-38 selon la méthode utilisée, et $\varepsilon_{t \max}$ est la déformation en traction à la rupture déterminée à partir de l'équation 2-40.

Des études effectuées par Zeh et Witt (2007) pour des sols non saturés ont démontré que le module de Young E dépend peu de la structure du sol, mais qu'il varie avec la teneur en eau (ou la succion). Des essais de traction directe ont été effectués sur une argile silteux densifiée initialement à trois différentes teneurs en eau (14,3 %, 17,7 %, 21,5 %) pour évaluer l'influence de la structure du sol sur le module du Young E en tension. L'influence de la succion sur la valeur de E a aussi été évaluée en faisant varier la teneur en eau w (de 4 % à 22 %) des éprouvettes. Les principaux résultats de ces expériences sont montrés à la figure 2-37. On peut y observer que le module de Young E tend à augmenter avec la succion. Le module de Young E en tension pour ce matériau varie entre 20 MPa et 200 MPa. La teneur en eau de préparation des éprouvettes ne semble pas avoir d'effet sur le module de Young E.

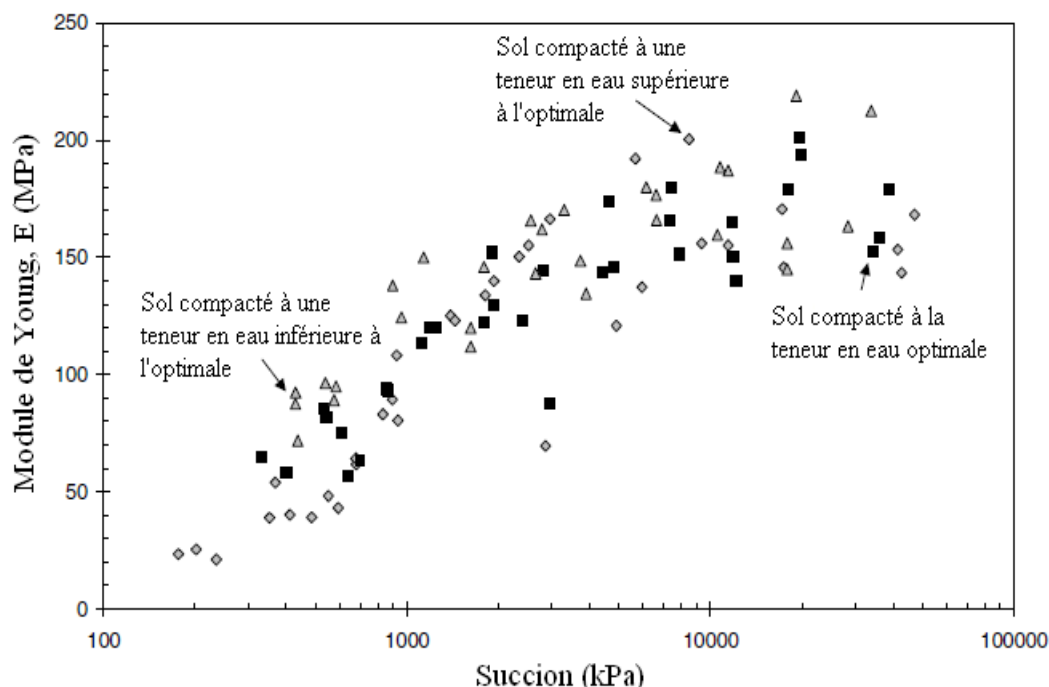


Figure 2–37 : Module de Young E en tension en fonction de la structure du sol et de la succion pour une argile densifiée soumise à des essais de traction uniaxiale (modifié de Zeh et Witt, 2007).

2.5 Modélisation numérique avec SIGMA/W/2007

2.5.1 Généralités

Les méthodes d'analyse des essais de traction (directe ou indirecte) présentent plusieurs limitations. Les outils numériques peuvent aider à compléter l'analyse en permettant d'évaluer la réponse du matériau à n'importe quel point de la section transversale discrétisée, pour différentes conditions. Dans le cadre de ce projet, le code SIGMA/W a été utilisé dans le but de simuler les essais de laboratoire et d'évaluer la méthode d'analyse choisie pour prédire le comportement en traction du matériau. Ce logiciel SIGMA/W a souvent été utilisé lors des travaux précédents menés sur des rejets miniers (Pedroni, 2011; El-Mkadmi, 2012; L-Bolduc, 2012; Jaouhar, 2012).

SIGMA/W est un logiciel d'éléments finis en 2D de la compagnie GeoSlope (2007) conçu pour l'analyse et le design d'ouvrages géotechniques. Ce logiciel permet d'évaluer l'état des contraintes et des déformations d'un sol sous l'application d'une charge.

Une analyse par la méthode d'éléments finis comprend la constitution du modèle et la discrétisation du domaine. Il faut pour cela définir le maillage, les propriétés des matériaux, les conditions frontière ainsi que la loi de comportement pour chaque élément du problème. SIGMA/W formule et résout ensuite les équations différentielles partielles par itération (GeoSlope, 2007), selon les conditions incorporées au modèle numérique.

La géométrie du modèle est définie numériquement à l'aide de points et de régions simplifiées. Ensuite, le modèle est discrétisé en générant un maillage carré, rectangulaire ou triangulaire. En général, il est recommandé d'utiliser un maillage avec moins de 1000 éléments, du moins lorsqu'on démarre une nouvelle analyse numérique (GeoSlope 2007). Une région est alors définie comme ayant un seul type de matériau ainsi qu'un seul type de maillage. Le maillage ainsi que la géométrie peuvent affecter la complexité du problème et les résultats obtenus. La prochaine étape consiste à choisir le modèle constitutif et à définir les propriétés propres du modèle utilisé. SIGMA/W permet de travailler avec six différents modèles (loi) de comportement : i.e. linéaire-élastique, linéaire-élastique anisotrope, élastique non linéaire, élastique-plastique, Cam-Clay modifié, et surface de glissement "slip surface"; il est aussi possible de créer un nouveau modèle constitutif au besoin. La réponse du matériau due à l'application d'une charge dépendra alors du modèle choisi et des propriétés attribuées. Les modèles linéaire-élastique et élastique-plastique ont été utilisés lors de ce projet; ils sont présentés sommairement dans les sections suivantes. Ensuite, les conditions aux frontières doivent être spécifiées. On y trouve notamment les forces et les déplacements imposés sur l'axe x ou y. Ces conditions aux frontières peuvent être définies en régime transitoire ou en régime permanent. Des fonctions sont utilisées lorsque les conditions aux frontières changent dans le temps. La dernière étape est de spécifier les pas de temps ainsi que les paramètres de convergence de l'analyse.

2.5.2 Modèles de comportement

- **Modèle linéaire élastique**

Ce modèle de comportement, qui est le plus simple inclus dans le code SIGMA/W, suppose que les contraintes normales σ et de cisaillement τ sont directement proportionnelles aux déformations correspondantes (ϵ et γ), tel que montré à la figure 2–38. Les constants de

proportionnalité sont le module de Young E et le coefficient de Poisson ν . La relation contrainte-déformation est définie par l'équation suivant (GeoSlope, 2007):

$$\begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \end{pmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{pmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \end{pmatrix} \quad (2-61)$$

où les indices indiquent les plans dans lesquels les contraintes (σ) et les déformations (ε) sont appliquées. τ_{xy} est la contrainte de cisaillement et γ_{xy} la déformation de cisaillement.

Dans une analyse en déformation plane (en deux dimensions, 2D), la déformation selon l'axe perpendiculaire au plan de la section ε_z est égale à zéro (mais pas la contrainte selon cet axe). Notons aussi que SIGMA/W limite la valeur maximale du coefficient de Poisson ν à 0,49 afin d'éviter des problèmes d'instabilité numérique dans la résolution des équations.

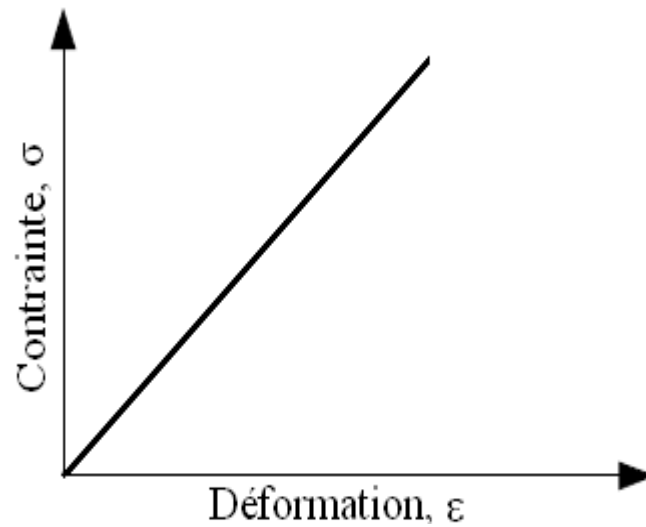


Figure 2–38 : Relation contrainte-déformation axiale selon le modèle de comportement linéaire-élastique (modifié de GeoSlope Int., 2010).

Les déformations peuvent aussi être exprimées par les équations suivantes (Bazergui et al., 2002):

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)] \quad (2-62)$$

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu(\sigma_z + \sigma_x)] \quad (2-63)$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] = 0 \quad (2-64)$$

Lors de l'application de ce modèle aux essais de flexion, on peut supposer que la contrainte verticale $\sigma_y = 0$ (à $y = 0$ et $x = L/2$) lorsque la contrainte horizontale $\sigma_x = \sigma_t$; la contrainte dans la direction z devient alors $\sigma_z = \nu \sigma_t$. L'équation 2-62 peut donc être réduite à l'expression 2-65 :

$$\varepsilon_{t \max} = \frac{\sigma_t}{E} [1 - \nu^2] \quad (2-65)$$

On remarque que la déformation en traction maximale $\varepsilon_{t \max}$ dépend, outre la contrainte de traction σ_t , du module de Young et du coefficient de poisson ν , contrairement à la solution analytique présentée à la section 2.3.2 (voir éq. 2-40 et 2-60), qui dépend exclusivement de la résistance σ_t et de la rigidité du matériau exprimée par le déplacement de l'éprouvette.

Le modèle linéaire-élastique (LE) n'inclut pas de critères de rupture ou de plasticité de sorte que les contraintes calculées et les déformations prédites par ce modèle peuvent être très peu réalistes. Outre le poids unitaire du sol, γ , les paramètres requis pour appliquer ce modèle sont le module de Young E et le coefficient de Poisson ν (constant). Le module de Young peut être constant ou varier avec la position verticale y ou avec la contrainte effective verticale σ'_y .

- **Modèle élastique-plastique**

La courbe contrainte-déformation typique de ce modèle est montrée à la figure 2-39. Le modèle élastique parfaitement plastique suppose que les contraintes sont directement proportionnelles aux déformations jusqu'à ce que la limite d'élasticité soit atteinte. Ce comportement est défini par l'équation 2-61. Au-delà du seuil, la relation contrainte-déformation est décrite par une droite

horizontale. Les équations qui décrivent le comportement plastique sont basées sur un critère de plasticité F et sur le potentiel plastique G du matériau.

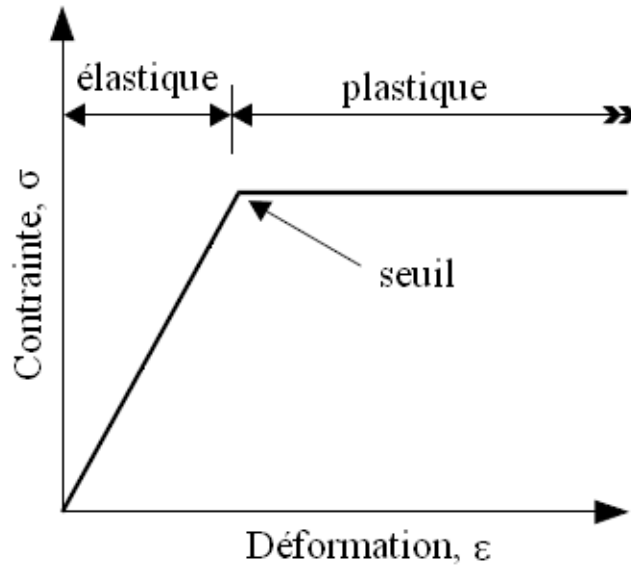


Figure 2–39 : Relation contrainte-déformation axiale du modèle de comportement élastique parfaitement plastique (EP) (modifié de GeoSlope Int., 2010).

La condition de plasticité de SIGMA/W se base sur la théorie de plasticité incrémentale de Hill (1950). Le seuil d'élasticité est défini par la fonction F qui dépend de l'état de contraintes. Le critère de Coulomb est souvent utilisé pour définir cette fonction (ou critère) :

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (2-66)$$

où τ est la résistance au cisaillement; σ' est la contrainte normale effective et ϕ' est l'angle de friction interne effectif.

Ce critère peut aussi être exprimé comme suit en 3D :

$$F = \sqrt{J_2} \sin \left(\theta + \frac{\pi}{3} \right) - \sqrt{\frac{J_2}{3}} \cos \left(\theta + \frac{\pi}{3} \right) \sin \phi' - \frac{I_1}{3} \sin \phi' - c' \cos \phi' \quad (2-67)$$

où J_2 est le deuxième invariant des contraintes déviatoriques déterminé selon l'équation 2-68; θ est l'angle de lode (éq. 2-69); ϕ' est l'angle de friction interne; I_1 est le premier invariant du tenseur de contrainte; c est la cohésion du sol.

$$J_2 = \frac{1}{6} [(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2] + \tau_{xy}^2 \quad (2-68)$$

$$\theta = \frac{1}{3} \cos^{-1} \left(\frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_3}{J_2^{3/2}} \right) \quad (2-69)$$

$$I_1 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z \quad (2-70)$$

La troisième contrainte déviatorique invariante J_3 est exprimée en fonction de la contrainte déviatorique σ_i^d (en x, y et z) et de la contrainte de cisaillement τ_{xy} par l'expression suivant:

$$J_3 = \sigma_x^d \sigma_y^d \sigma_z^d - \sigma_z^d \tau_{xy}^2 \quad (2-71)$$

$$\sigma_i^d = \sigma_x - \frac{I_1}{3} \quad (2-72)$$

La déformation plastique ε_p peut être exprimée par l'équation suivante :

$$d\varepsilon_p = \lambda \frac{\partial G}{\partial \sigma} \quad (2-73)$$

où λ est le multiplicateur plastique, G est le potentiel plastique et σ est la contrainte normale. La fonction du potentiel plastique G a la même forme que la fonction du critère de plasticité F , sauf que l'angle de friction ϕ de l'équation 2-67 est remplacé par l'angle de dilatance ψ (celui-ci peut varier entre 0 et ϕ). Si $\psi = \phi'$, $F = G$ et l'équation 2-73 est dite "associée". Si $\psi < \phi'$, $F \neq G$ et l'équation est "non associée". Plus de détails sur les critères de plasticité et les modèles élastoplastiques sont présentés dans Li et al. (2005) et SIGMA/W (GeoSlope, 2007).

Les paramètres requis par le modèle élastique parfaitement plastique (EP) utilisé dans SIGMA/W (outre le poids du matériau γ) sont le module de Young E , le coefficient de Poisson ν , la cohésion

effective c' , l'angle de friction effectif ϕ' et l'angle de dilatance ψ . Le module de Young peut être défini comme étant constant ou variable.

Ces modèles seront utilisés dans ce mémoire pour analyser les résultats des essais de flexion menés sur des résidus miniers.

CHAPITRE 3 DESCRIPTION DES MATÉRIAUX ET DU PROTOCOLE EXPÉRIMENTAL

Ce chapitre présente les caractéristiques de base des différents matériaux ainsi que les équipements utilisés lors des essais de flexion pour déterminer leur résistance en traction (et leur cohésion). Une description détaillée du protocole expérimental est aussi présentée.

3.1 Rappel des propriétés des résidus miniers

Des résidus miniers provenant de l'exploitation de trois mines aurifères différentes font l'objet de cette étude : les résidus miniers provenant de la mine Canadian Malartic, située au sud de la ville de Malartic (Abitibi, Qc), propriété de la compagnie minière Osisko; les résidus de la mine Goldex près de Val d'Or (dont la production a été suspendue en 2011 par Agnico Eagle Mines); et les résidus de la mine Bulyanhulu située en Tanzanie, anciennement exploitée par la compagnie Barrick-Gold.

Plusieurs caractéristiques de ces résidus ont été évaluées lors de travaux précédents (ou en cours). L-Bolduc (2012) a déterminé la densité relative des grains D_r , la granulométrie, la courbe de compaction et la conductivité hydraulique saturée pour les résidus Malartic alors que Poncelet (2012) a évalué leur cohésion c' et l'angle de friction effectif ϕ' . Les résidus Goldex ont été caractérisés par Pabst (2011) et Saleh-Mbemba (2010). Martin et al., (2005, 2006) et Saleh-Mbemba (2010) ont évalué les principales caractéristiques des résidus Bulyanhulu.

3.1.1 Granulométrie

La dimension des particules influence le comportement mécanique et d'autres propriétés géotechniques d'un sol. La distribution de la grosseur des particules peut être déterminée par tamisage pour les sols grossiers (sables et graviers) et par analyse à l'hydromètre pour les fractions fines (silts et argiles). Ces essais sont décrits dans la norme ASTM C136 et ASTM D422. La figure 3–1 montre la distribution granulométrique des résidus Malartic (L-Bolduc, 2012), Goldex (Pabst, 2011) et Bulyanhulu (Martin et al., 2005, 2006).

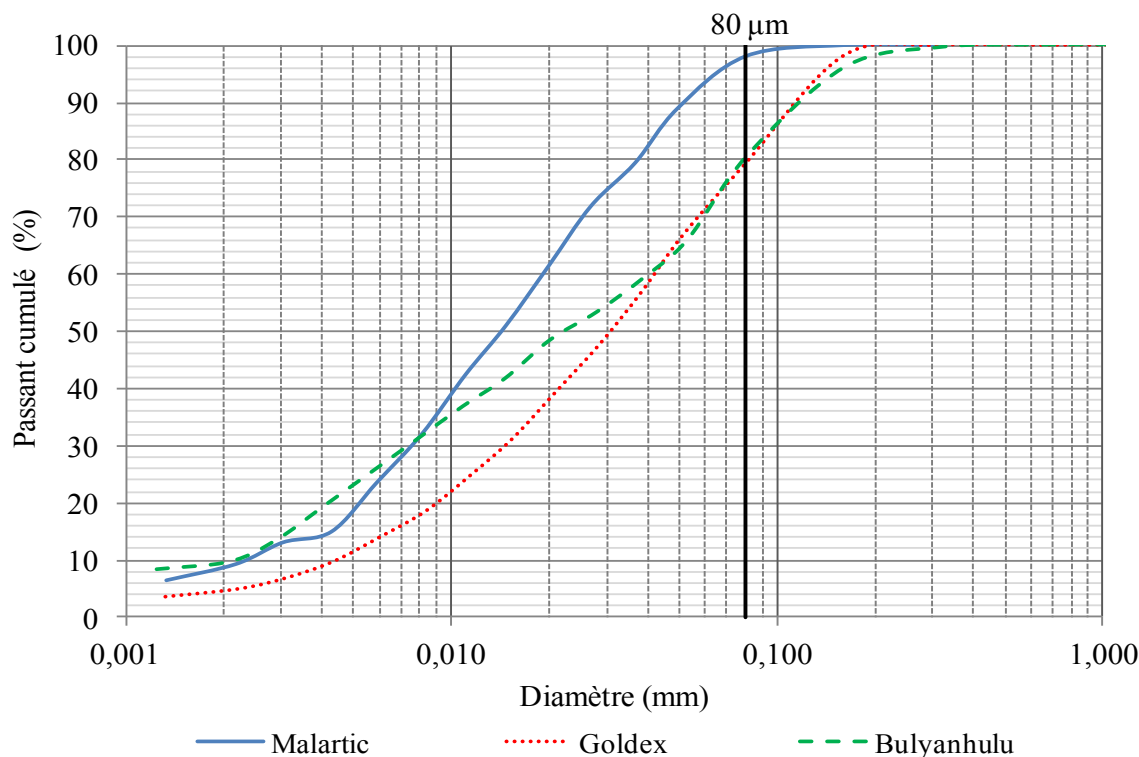


Figure 3–1 : Courbes granulométriques des résidus miniers à l'étude (tirées de Martin et al., 2005,2006; Pabst, 2011; L-Bolduc, 2012)

Ces matériaux sont composés de particules de la taille du sable et du silt, ce qui est typique des résidus provenant de mines de roches dures (Vick, 1990; Aubertin et al., 2002; Bussière, 2007). On remarque sur la figure 3–1 que les particules les plus grossières des résidus Malartic sont autour de 0,1 mm tandis que celles des résidus Goldex et Bulyanhulu ont un diamètre de près de 0,2 mm. La portion de particules fines ($< 0,08$ mm) des résidus Malartic (Osisko) est plus élevée que celle des résidus Goldex et Bulyanhulu (voir aussi tableau 3–1). La courbe granulométrique des résidus Goldex se situe plus à droite du graphique, ce qui indique que ces résidus sont les plus grossiers.

Des paramètres caractéristiques issus de la courbe granulométrique sont présentés au tableau 3–1. Dans ce tableau, D_{10} , D_{30} et D_{60} (exprimés en mm) représentent le diamètre des grains qui correspondent à 10%, 30% et 60% passant respectivement. Le coefficient d'uniformité C_U et le coefficient de courbure C_C sont des paramètres qui décrivent la forme de la courbe de granulométrie. Ils sont définis selon les équations suivant (e.g.. Holtz et Kovacs, 1991):

$$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (3-1)$$

$$C_C = \frac{(D_{30})^2}{(D_{10})(D_{60})} \quad (3-2)$$

Tableau 3–1 : Caractéristiques granulométriques des résidus miniers.

Matériau	D ₁₀ (mm)	D ₃₀ (mm)	D ₆₀ (mm)	C _U (-)	C _C (-)	< 80 µm (%)
Malartic	0,002	0,008	0,019	9,1	1,7	98,1
Goldex	0,003	0,015	0,042	12,7	1,8	79,3
Bulyanhulu	0,002	0,008	0,040	17,4	0,7	80,5

Le coefficient d'uniformité C_U varie entre 9,1 et 17,4, ce qui montre que les granulométries sont étalées ($C_U \geq 6$). Le coefficient de courbure C_C varie entre 0,7 et 1,8. Ces valeurs s'accordent bien aux valeurs retrouvées dans la littérature (Aubertin et al., 2002; Bussière, 2007). On constate également que les résidus étudiés ici sont essentiellement composés de particules très fines, avec plus de 80 % de particules d'une taille inférieure à 80 µm. Des pourcentages variant entre 70 % et 97 % pour la fraction < 80 µm ont été rapportés par Bussière (2007).

3.1.2 Limites d'Atterberg et classification

La limite de liquidité w_L (ou LL) et la limite de plasticité w_P (ou PL) sont utilisées pour la classification des sols (Holtz et Kovacs, 1991). Les valeurs de w_L et w_P n'ont pas été obtenues pour les résidus Malartic (Osisko) et Goldex à cause de leur trop faible plasticité. Selon Crowder (2004), les limites d'Atterberg des résidus Bulyanhulu sont $w_L = 21$ % et $w_P = 19,4$ %. Cela correspond assez bien aux résultats d'autres études qui ont établi une limite de liquidité w_L généralement très inférieure à 40% et une limite de plasticité $w_P \leq 15\%$ pour des résidus provenant de mines de métaux (Bussière, 1993, 2007; Aubertin et al., 1996,1999).

Le système de classification communément utilisé pour résidus miniers est le système de classification des sols unifiée USCS (e.g. McCarthy, 2007). Ce système est basé sur l'analyse granulométrique et les limites d'Atterberg. Ces 3 résidus ont été classifiés comme étant des silts inorganiques de faible plasticité (ML) avec des proportions variables de sable fin (Martin et al., 2005, 2006; Pabst, 2011; L-Bolduc, 2011)

3.1.3 Densité relative des grains

Les valeurs de la densité relative des grains D_r ont été mesurées par Martin et al. (2005, 2006), Pabst (2011) et L-Bolduc (2012). La méthode du pycnomètre employée pour déterminer D_r est décrite dans la norme ASTM D854 (2002). Les valeurs moyennes de D_r obtenues selon cette méthode sont présentées au tableau 3–2.

Tableau 3–2 : Densité relative des grains solides D_r des trois résidus.

Matériau	D_r (-)	Référence
Malartic	2,75	L-Bolduc (2012)
Goldex	2,77	Pabst (2011)
Bulyanhulu	2,93	Martin et al. (2005, 2006)

Les valeurs de la densité relative D_r de ces résidus, qui varie entre 2,75 et 2,93, sont assez typiques de celles des résidus de mines d'or en roche dure. Pour de tels résidus, la densité relative D_r varie typiquement entre 2,6 et 2,9 (Vick, 1990; Bussière, 1993; Aubertin et al., 1996). Par contre, les résidus sulfureux (comme ceux de la mine Bulyanhulu) montrent souvent une valeur de D_r plus élevée, allant jusqu'à 4,5 (Bussière, 1993, 2007). La densité relative d'un matériau dépend notamment de sa minéralogie; la présence de sulfures de fer peut engendrer des valeurs plus élevées de D_r . La densité relative D_r a notamment une influence sur l'état des contraintes naturelles et sur le comportement du matériau soumis aux charges externes.

3.1.4 Composition minéralogique

La composition minéralogique des résidus affecte notamment leur densité relative D_r , leur capacité de rétention d'eau (CRE) et leur réactivité chimique. La minéralogie des résidus Goldex et Bulyanhulu, déterminée par analyse DRX, est présentée au tableau 3–3.

Des analyses minéralogiques ont été rapportées par Pabst (2011) sur les résidus Goldex. Les résultats ont démontré que ces résidus sont non générateurs d'acide avec un PNN de 64,6 kgCaCO₃eq/t. Ces résidus contiennent principalement du quartz (19%), des carbonates (calcite et dolomite) et beaucoup d'albite (47%).

La minéralogie du résidu Bulyanhulu a été rapportée par Martin et al. (2005, 2006). Ces résidus Bulyanhulu sont potentiellement générateurs d'acide, avec une teneur en pyrite de 12%. Ils contiennent des minéraux acidivores (principalement la pyrite) ainsi qu'un pourcentage important de quartz.

Les analyses minéralogiques sur le résidu Malartic ont été fournies par le laboratoire de l'UQAT-URSTM. Ces analyses et des travaux expérimentaux précédents portant sur ce résidu (L-Bolduc, 2011; Poncelet, 2012) laissent croire qu'ils ne sont pas générateurs d'acide.

Tableau 3–3 : Résultats des analyses minéralogiques sur les trois résidus (les valeurs sont données en pourcentage massique); (tiré de Martin et al., 2005, 2006; Pabst, 2011).

Minéral	Malartic	Goldex	Bulyanhulu
Pyrite	1,45	-	11,75
Quartz	22,82	18,88	49,78
Calcite	4,10	5,35	4,52
Dolomite	-	1,97	3,98
Chlorite	6,69	6,64	4,80
Muscovite	5,64	7,40	23,01
Albite	37,45	47,22	2,15
Anorthite	-	9,84	-
Actinolite		2,68	-
Microcline	13,35		

La présence de pyrite dans le résidu Bulyanhulu pourrait expliquer la valeur plus élevée de la densité relative des grains D_r en comparaison avec les résidus Goldex et Malartic.

Il est important de souligner que cette étude ne visait pas à analyser en détail l'influence de la minéralogie des résidus sur leur résistance en traction.

3.1.5 Essais de compactage

La figure 3–2 présente les résultats obtenus de 5 essais de compactage Proctor modifié selon la norme ASTM D1557-02 menés sur les résidus Malartic, Goldex et Bulyanhulu. Les courbes Proctor des résidus Malartic et Goldex ont été tirées des travaux de L-Bolduc (2012) et Pabst (2011) respectivement, alors que la courbe Proctor des résidus Bulyanhulu a été déterminée récemment par Saleh-Mbemba. La courbe théorique du résidu saturé (ZAV) est aussi montrée à la figure 3–2 à titre de référence.

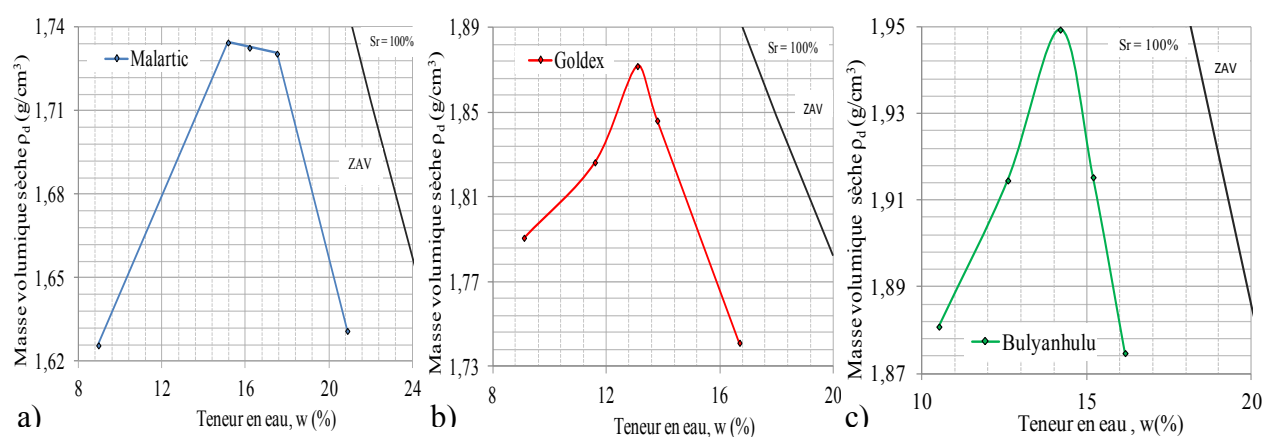


Figure 3–2 : Courbes de compaction à l'essai Proctor modifié et densité sèche à $S_r = 100\%$ (ZAV = 'zero air void'); a) Résidus Malartic (L-Bolduc, 2012); b) Résidus Goldex (Pabst, 2011); c) Résidus Bulyanhulu (Saleh-Mbemba, communication personnelle).

On observe que pour les résidus Malartic la teneur en eau optimale w_{opt} est autour de 15 % et la masse volumique sèche maximale est près de 1730 kg/m³. Ces valeurs ont été obtenues à un indice de vides minimal e_{min} de 0,60 (L-Bolduc, 2012). Selon les travaux de Pabst (2011), les

résidus Goldex présentent une densité sèche maximale de 1880 kg/m^3 à une teneur en eau w_{opt} et à un indice des vides e_{min} de 13 % et 0,48 respectivement. La densité sèche maximale $\rho_{d \text{ max}}$ des résidus Bulyanhulu, qui est la plus élevée, est de 1950 kg/m^3 correspondant à une teneur en eau optimale w_{opt} de 14% et à un indice des vides e_{min} de 0,50 (Saleh-Mbemba, communication personnelle).

3.1.6 Paramètres de résistance mécanique et de consolidation

Des essais triaxiaux en condition CU ont été menés sur les résidus Malartic par Poncelet (2012). Les résultats de ces travaux ont permis de déterminer un angle de friction effectif ϕ' variant entre $35,2^\circ$ et $36,1^\circ$ et une cohésion effective $c' = 0$. Ces valeurs sont en accord avec les valeurs typiques données par Vick (1990). L'auteure n'a pas eu d'accès sur la résistance mécanique des résidus Goldex et Bulyanhulu.

Les paramètres de consolidation ont été évalués à partir d'essais de compression en colonne pour les résidus miniers Malartic (L-Bolduc, 2012) et à partir des essais de consolidation à l'oedomètre pour les résidus Bulyanhulu (Martin et al., 2006). Il n'y pas de données disponibles concernant la consolidation des résidus Goldex (à la connaissance de l'auteure). Les valeurs de l'indice de compression C_c obtenues varient entre 0,028 et 0,314, avec une valeur moyenne de 0,12 pour les résidus Malartic (à l'état initialement très lâche) et entre 0,05 et 0,065 pour les résidus Bulyanhulu (dans un état initial relativement dense). Les valeurs typiques de C_c pour les résidus miniers varient entre 0,05 et 3,0 (Bussière, 2007). Le coefficient de consolidation c_v se situe entre $0,01 \text{ cm}^2/\text{s}$ et $3,0 \text{ cm}^2/\text{s}$ pour les résidus Malartic alors que cette valeur est d'environ $0,4 \text{ cm}^2/\text{s}$ pour les résidus Bulyanhulu. Ces valeurs se trouvent majoritairement au-dessus de l'intervalle de $0,03$ et $0,1 \text{ cm}^2/\text{s}$ répertorié par Bussière (2007).

3.1.7 Essais de rétention d'eau

Des essais en cellule de pression ("pressure plate") ont été effectués sur les résidus Malartic, Goldex et Bulyanhulu dans le cadre des travaux de Saleh-Mbemba (2010). Les résultats de ces essais sont montrés à la figure 3-3.

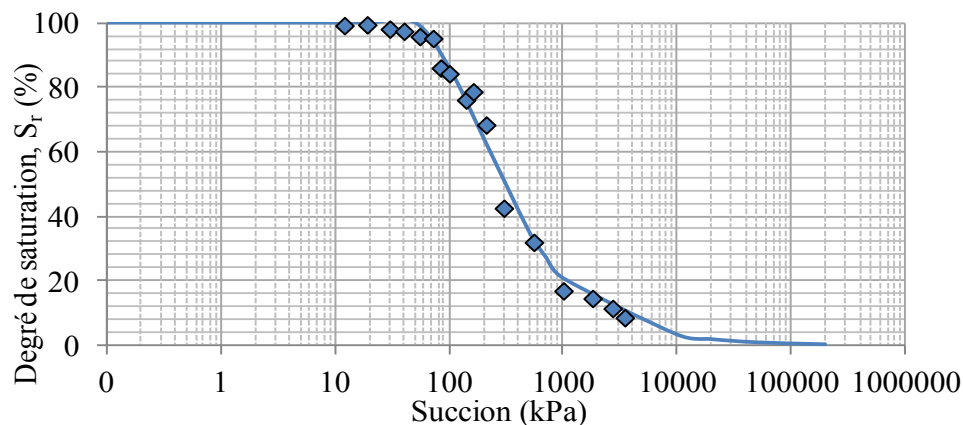
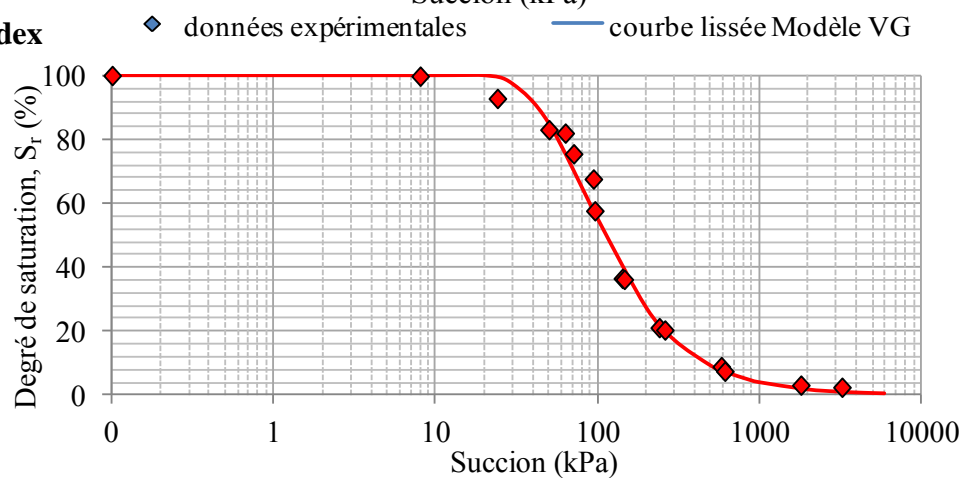
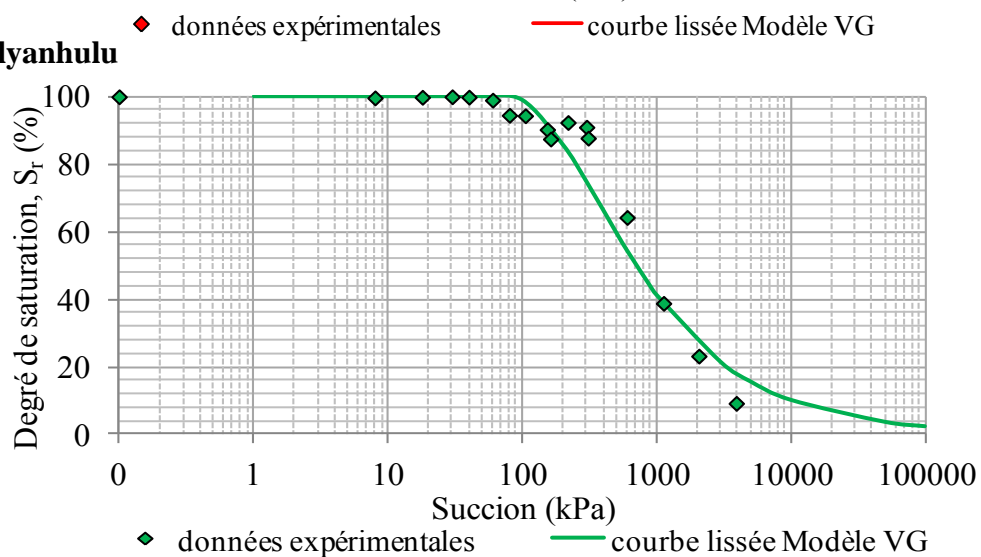
Malartic**Goldex****Bulyanhulu**

Figure 3–3 : Résultats des essais de rétention d'eau en cellules de pression «Pressure Plate» (Saleh-Mbemba, 2010) présentés avec les courbes descriptives obtenues avec le modèle de van Genuchten (1980)

Sur la figure 3-3, on présente également les courbes de rétention d'eau lissées avec le code RETC (van Genuchten et al., 1991) selon l'équation de van Genuchten (1980). La valeur moyenne des indices des vides e_{moy} du matériau a été utilisée pour lisser la courbe. Ces indices des vides ont été tirés des résultats des essais de rétention d'eau et sont présentés en annexe (au tableau A.3.1.1); les paramètres qui définissent les courbes de rétention d'eau suivant le modèle VG apparaissent aussi au tableau A.3.1.1. Les courbes prédictives obtenues pour les trois résidus à partir du modèle MK (Aubertin et al., 1998, 2003 ; Mbonimpa et al., 2006) sont présentées en annexe (à la figure A.3.1.1) à titre comparatif. À noter que ce modèle ne tient pas compte de la compressibilité (changement de volume) des résidus miniers.

Valeur d'entrée d'air AEV et succion résiduelle ψ_r

La valeur d'entrée d'air (AEV) est la valeur de succion à laquelle l'air commence à entrer dans les pores du matériau soumis à une succion, qui se traduit par une désaturation. Pour le cas de matériaux déformables (lorsque la succion induit des changements volumiques), l'AEV peut être identifié d'une façon plus précise sur la courbe CRE définie par la relation entre le degré de saturation S_r et la succion ψ (Mbonimpa et al., 2006). Cette valeur du AEV est importante lors de l'étude de la résistance en traction car le degré de saturation correspondant à l'AEV (S_{ca}) marque la fin de la zone capillaire et le début de la zone funiculaire pour les modèles de résistance en traction (voir 2.3.3).

La succion résiduelle ψ_r , quant à elle, correspond à la succion à partir de laquelle le degré de saturation ne varie presque plus. Le degré de saturation S_f correspondant à la succion résiduelle ψ_r est un autre paramètre utile lors de la prédiction de la résistance en traction. Tel qu'expliqué à la section 2.2.2, S_f délimite les zones funiculaire et pendulaire de la CRE.

Les valeurs de l'AEV et de ψ_r peuvent varier selon les CRE et d'un modèle à l'autre. Dans le cadre de cette recherche, on s'intéressera surtout aux valeurs l'AEV et ψ_r déterminées selon la méthode de tangentes (voir plus détails à la section 2.2.2) sur les CRE lissées afin d'estimer la résistance en traction avec les modèles de Rumpf (1961) et Schubert (1984). Les paramètres d'intérêt de la CRE (i.e. AEV, ψ_r , S_{ca} et S_f) obtenus ici, selon la méthode de tangentes, sont présentés au tableau 3-4.

Comme on l'a vu à la section 2.2.2, la CRE peut être divisée en trois zones. Ceci permettra d'analyser la relation entre la résistance en traction et le degré de saturation, tel que proposé par Rumpf (1961) et Schubert (1984). Ces zones sont délimitées par la succion résiduelle (ψ_r) et la valeur d'entrée d'air ($AEV = \psi_a$) sur l'axe horizontal et par les degrés de saturation qui correspondent à la succion résiduelle S_f et à la valeur d'entrée d'air S_{ca} sur l'axe vertical de la CRE. Les valeurs présentées au tableau 3–4 seront utilisées au chapitre 4 pour estimer la résistance en traction à partir des modèles de Rumpf (1961) et Schubert (1984).

Tableau 3–4 : Paramètres d'intérêt de la CRE (lissée) déterminés selon la méthode de tangentes (voir section 2.2.2) pour les trois résidus miniers.

Matériau	AEV (kPa)	ψ_r (kPa)	S_{ca} (-)	S_f (-)
Malartic	65	1400	0,95	0,03
Goldex	32	410	0,96	0,02
Bulyanhulu	110	4000	0,96	0,03

Si l'on compare les valeurs de AEV et ψ_r obtenus pour les trois résidus étudiés, on note que le résidu Bulyanhulu présente une succion d'entrée d'air ($\psi_a = 110$ kPa) beaucoup plus élevée que celle des résidus Malartic ($\psi_a = 65$ kPa) et Goldex ($\psi_a = 32$ kPa). Il existe aussi une différence très prononcée entre la valeur de la succion résiduelle ψ_r des résidus Bulyanhulu et celles des résidus Malartic et Goldex. Ces résultats indiquent que la capacité de rétention d'eau est plus grande dans le cas des résidus Bulyanhulu.

3.1.8 Essais de retrait

Des essais de retrait ont été effectués par Saleh-Mbemba (2010) sur six différents types de résidus miniers, parmi lesquels on retrouve ceux des sites Malartic, Goldex et Bulyanhulu. Différentes épaisseurs ont été utilisées pour les essais sur certains matériaux. Les principales courbes de retrait issues de cette recherche sont présentées à la figure 3–4. Plus de détails sur les essais de retrait sont présentés à la section 3.2.

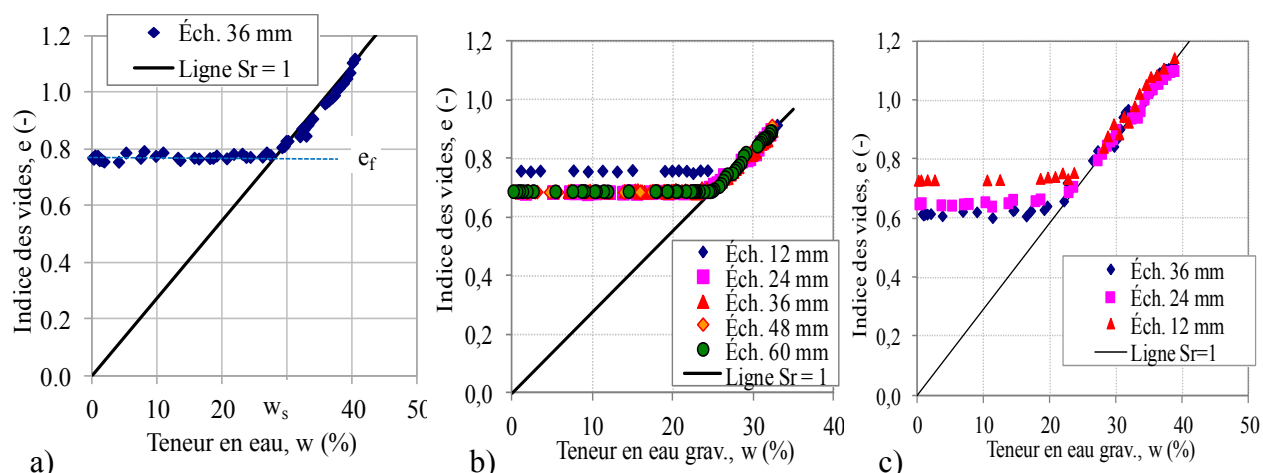


Figure 3–4 : Courbes de retrait mesurées sur les résidus miniers a) Malartic; b) Goldex; c) Bulyanhulu (tiré de Saleh-Mbemba, 2010).

Ces résultats ont montré que la phase de retrait résiduel est très courte pour ces résidus miniers. D'après Saleh-Mbemba (2010), la teneur en eau au début de la désaturation et la teneur en eau à la limite de retrait réelle w_{es} sont très proches de la limite de retrait conventionnelle w_s . À la figure 3–4, on peut remarquer que l'indice des vides final e_f dépend de l'épaisseur initiale h de l'échantillon. Cette influence est toutefois absente pour des échantillons avec une épaisseur $h \geq 36$ mm. Cette valeur de h a été retenue comme l'épaisseur initiale à utiliser pour l'élaboration des éprouvettes prismatiques nécessaires lors des essais de retrait (et pour les essais menés ici).

L'étude menée par Saleh-Mbemba (2010) a aussi montré que la teneur en eau initiale w_0 de l'échantillon (i. e. à la saturation) joue un rôle sur l'indice des vides final e_f . Ce dernier est un autre facteur déterminant qui affecte la grandeur de la résistance en traction (non saturée).

Le tableau 3–5 présente une brève synthèse des résultats d'essais de retrait menés sur les échantillons des résidus Malartic, Goldex et Bulyanhulu (avec une épaisseur de 36 mm). On voit que la limite de retrait w_s varie entre 21 et 27% et l'indice des vides final e_f varie entre 0,62 et 0,77 pour les conditions d'expérimentation appliquées.

Tableau 3–5 : Paramètres issus des essais de retrait pour les trois résidus miniers (adapté de Saleh-Mbemba, 2010)

Matériau	w_0 (%)	$w_s \approx w_{es}$ (%)	e_0 (-)	e_f (-)
Malartic	40,2	27,4	1,12	0,77
Goldex	32,3	24,8	0,89	0,69
Bulyanhulu	38,7	21,7	1,11	0,62

3.2 Mesures de la résistance en traction

3.2.1 Généralités

On retrouve dans la littérature la description de quelques essais pour évaluer la résistance en traction des sols cohérents et pulvérulents à l'état non saturé. Certains de ceux-ci sont décrits à la section 2.3.1. Dans le cadre de ce projet, l'essai de flexion avec quatre points d'appui a été sélectionné pour évaluer la résistance à la traction σ_t en fonction du degré de saturation S_r (ou de la teneur en eau w). Ce type d'essai de traction indirecte a été choisi notamment pour les raisons suivantes :

- Moins difficile à exécuter que des essais de traction directe.
- Faible quantité de matériau requise par rapport aux autres essais de traction.
- Possibilité d'évaluer la résistance en traction à des teneurs en eau w très faibles ($S_r \rightarrow 0$) et à des teneurs en eau proches de la saturation.
- Application possible aux matériaux à très faible cohésion (tels les silts peu plastiques).

Des recherches précédentes ont aussi donné de bons résultats en comparaison aux essais de traction directe (Ammeri, 2009; Ajaz et Parry, 1975).

L'essai de flexion à quatre points permet de déterminer la résistance à la traction, selon la théorie de comportement élastique, à partir de la charge appliquée et du déplacement à la fibre inférieure de l'éprouvette à la rupture. Il permet aussi d'évaluer la résistance selon un comportement bimodulaire (avec modules de Young en compression E_c et en traction E_t) si le déplacement de la fibre supérieure de l'éprouvette est également mesuré. Les valeurs de résistance en traction

obtenues à partir des essais de flexion permettent aussi d'estimer la cohésion apparente c_{app} des résidus miniers testés (à partir de l'angle de friction interne ϕ').

Pour interpréter les résultats des essais de flexion et pour les reproduire à l'aide d'un modèle numérique, on prendra comme hypothèses de base que le retrait est complètement libre et que l'éprouvette est homogène (i.e. la teneur en eau w et l'indice des vides e sont constants dans tout l'échantillon). À cet égard, des essais de vérification de l'uniformité des éprouvettes ont été menés sur les résidus (voir section 3.3).

3.2.2 Préparation des matériaux

À la section 3.1.4, on a indiqué que les résidus Bulyanhulu sont potentiellement générateurs d'acide, avec une teneur de 12% en pyrite (Martin et al., 2005, 2006). Pour leur part, les résidus Malartic et Goldex ont un très faible potentiel acidifiant et ils sont considérés comme n'étant pas générateurs d'acide. Pour cette raison, on a procédé de deux façons un peu différentes pour préparer les résidus. Les résidus Malartic et Goldex ont été malaxés dans des chaudières (avec l'eau provenant de la mine) afin de les homogénéiser, puis ils ont été séchés à l'air libre durant trois semaines (pour que les matériaux soient complètement secs). Ensuite, le résidu a été trituré et légèrement broyé et mis dans des sacs de plastique (à sec). La quantité de résidus (secs) nécessaire pour un essai de flexion (environ 500 g) est mélangée avec certaine quantité d'eau désaérée pour obtenir la teneur en eau initiale w_0 désirée. La quantité d'eau ajoutée doit permettre d'obtenir des échantillons initialement saturés ($S_r = 100\%$). Cela peut être vérifié en utilisant l'équation 3-11 à partir de la masse et du volume d'eau des résidus, et de la densité relative D_r . Le mélange obtenu doit avoir une consistance pâteuse afin d'assurer une bonne manipulation du matériau lors de la préparation des éprouvettes. Cette pâte est laissée dans un récipient fermé pendant 24 heures avant le remplissage des moules, afin d'avoir une pâte uniforme.

Pour les résidus Bulyanhulu, il n'y a pas eu de séchage. On a procédé comme suit : la veille des essais, les résidus et l'eau (provenant de la mine) dans la chaudière sont mélangés à l'aide d'un malaxeur pour obtenir un mélange homogène. La teneur en eau w de cette pâte est mesurée. Le mélange est par la suite laissé dans des récipients fermés hermétiquement pour limiter l'oxydation du matériau. De l'eau désaérée est ajoutée pour que la teneur en eau w atteigne la

teneur en eau initiale désirée. Comme pour les résidus Malartic et Goldex, on doit assurer une pâte homogène et complètement saturée.

Matériaux « lavés »

Des procédés conventionnels de cyanuration sont utilisés pour le traitement du minerai de la mine Malartic. Une série additionnelle d'essais de flexion a été menée sur les résidus Malartic préparés différemment afin d'évaluer l'effet de la qualité de l'eau interstitielle. Les résidus ont été d'abord mélangés avec l'eau de la chaudière, puis de l'eau propre y est ajoutée afin de diminuer la concentration du mélange. L'eau de trop est retirée soigneusement de la chaudière (en faisant attention pour ne pas perdre les particules fines) et les résidus sont à nouveau mélangés avec de l'eau propre (du robinet). Ce processus se répète plusieurs fois jusqu'à ce que l'on ait enlevé pratiquement toute l'eau provenant de la mine, soit jusqu'à ce que l'on obtienne un niveau de dilution assez élevée (5%). Ensuite, le matériau a été séché à l'air libre et préparé tel que décrit plus haut.

3.2.3 Description de l'équipement

La façon de préparer les éprouvettes (spécimens) et l'équipement utilisé dans les essais de flexion (initialement conçus pour des sols cimentés) ont été modifiés afin de s'adapter aux matériaux sélectionnés. La norme ASTM D1635 (2006) décrit la méthode d'essai pour déterminer le module de rupture en traction (contrainte maximale à la rupture) d'un sol cimenté à partir d'un spécimen prismatique (« poutre simple ») préparé selon la norme ASTM D1632 (2006).

L'équipement employé lors de l'essai de flexion à quatre points comprend essentiellement les moules pour fabriquer des éprouvettes prismatiques, le système de chargement et le dispositif de mesure du déplacement.

Les moules sont ceux conçus et utilisés par Saleh-Mbemba (2010) pour mener des essais de retrait libre. Ces moules sont formés de plaques en PVC avec une ouverture interne de 200 mm de long et 30 mm de large (voir figures 3-5 et 3-6). Les plaques, avec une épaisseur de 12 mm,

sont superposées pour atteindre l'épaisseur désirée; l'épaisseur totale du moule retenue pour préparer l'échantillon est de 36 mm.

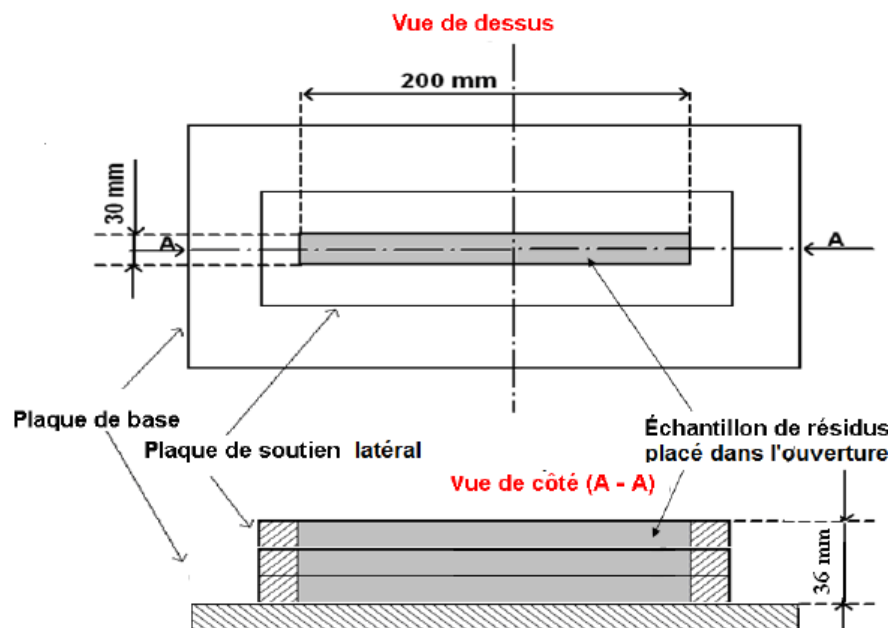


Figure 3–5 : Schéma des moules utilisés pour préparer les éprouvettes soumises à l'essai de flexion (modifié de Saleh-Mbemba, 2010).

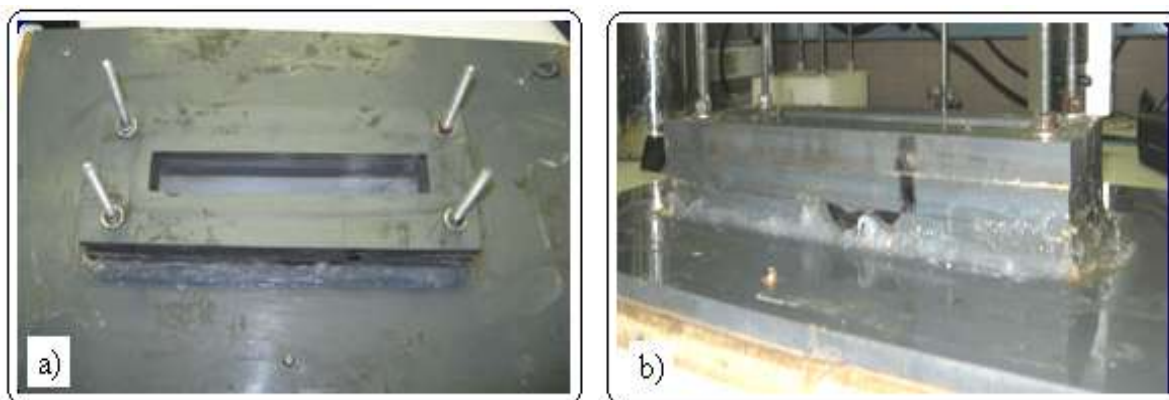


Figure 3–6 : Illustration des moules utilisés pour préparer les spécimens prismatiques : a) Vue de dessus; b) Vue de côté.

Le dispositif de chargement, montré aux figures 3–7 et 3–8, est composé d'un réservoir d'eau (sous charge constante), placé à une hauteur plus élevée que le montage. Ce réservoir alimente en eau le récipient de chargement (placé sur l'éprouvette). Le réservoir est muni d'une valve qui permet de contrôler le débit d'eau (à travers des tuyaux flexibles) vers le récipient en plastique placé au-dessus de l'échantillon. Ce récipient transmet la charge à l'éprouvette via les deux tiges qui représentent les deux points de chargement supérieurs durant l'essai de flexion de quatre points. Ces deux tiges sont fixées à une plaquette en plastique (# 1 à la figure 3–7 et plaque de soutien à la figure 3–8), qui sert de base pour l'appui du récipient; cette plaque est marquée au centre par une ligne perpendiculaire à l'axe longitudinal de l'échantillon, tel que montré à la figure 3–7.

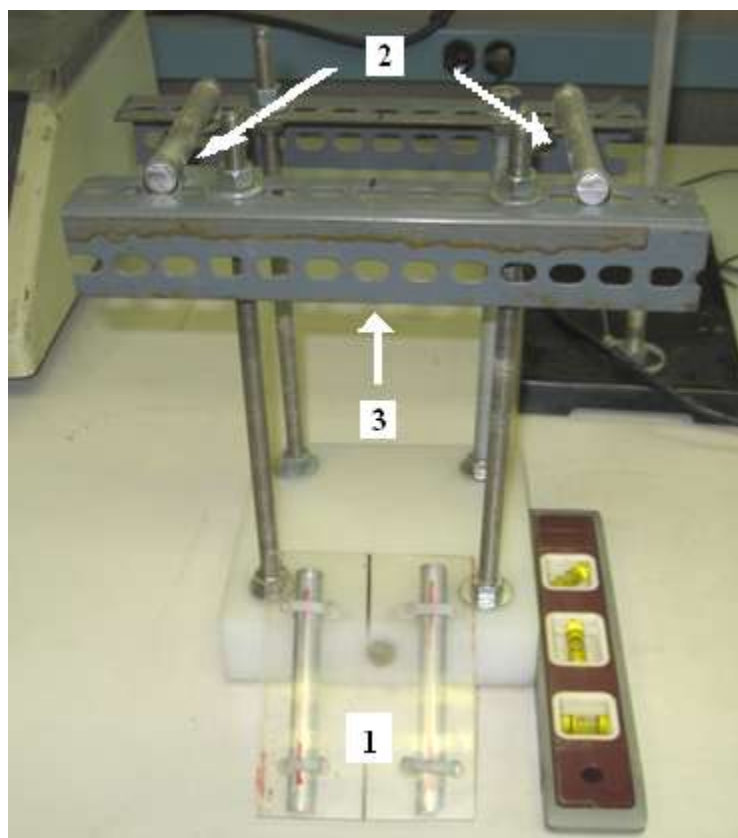


Figure 3–7 : Structure de base du dispositif de support du récipient pour l'application de la charge durant l'essai de flexion à quatre points (voir texte pour détails).

L'éprouvette prismatique (extraite du moule) repose sur deux tiges métalliques qui créent deux points d'appui (# 2 à la figure 3-7). Les deux tiges d'appui reposent sur la structure de base du montage (# 3 à la figure 3-7). Ce système est soulevé d'une dizaine de centimètres de la surface de travail afin d'y mettre un capteur électrique (LVDT) qui mesure le déplacement vertical au centre des fibres inférieures de l'éprouvette (voir figures 3-9 et 3-10). L'espacement entre les points d'appui et entre les points de chargement ainsi que la disposition de l'échantillon sont montrés plus en détail à la figure 3-9.

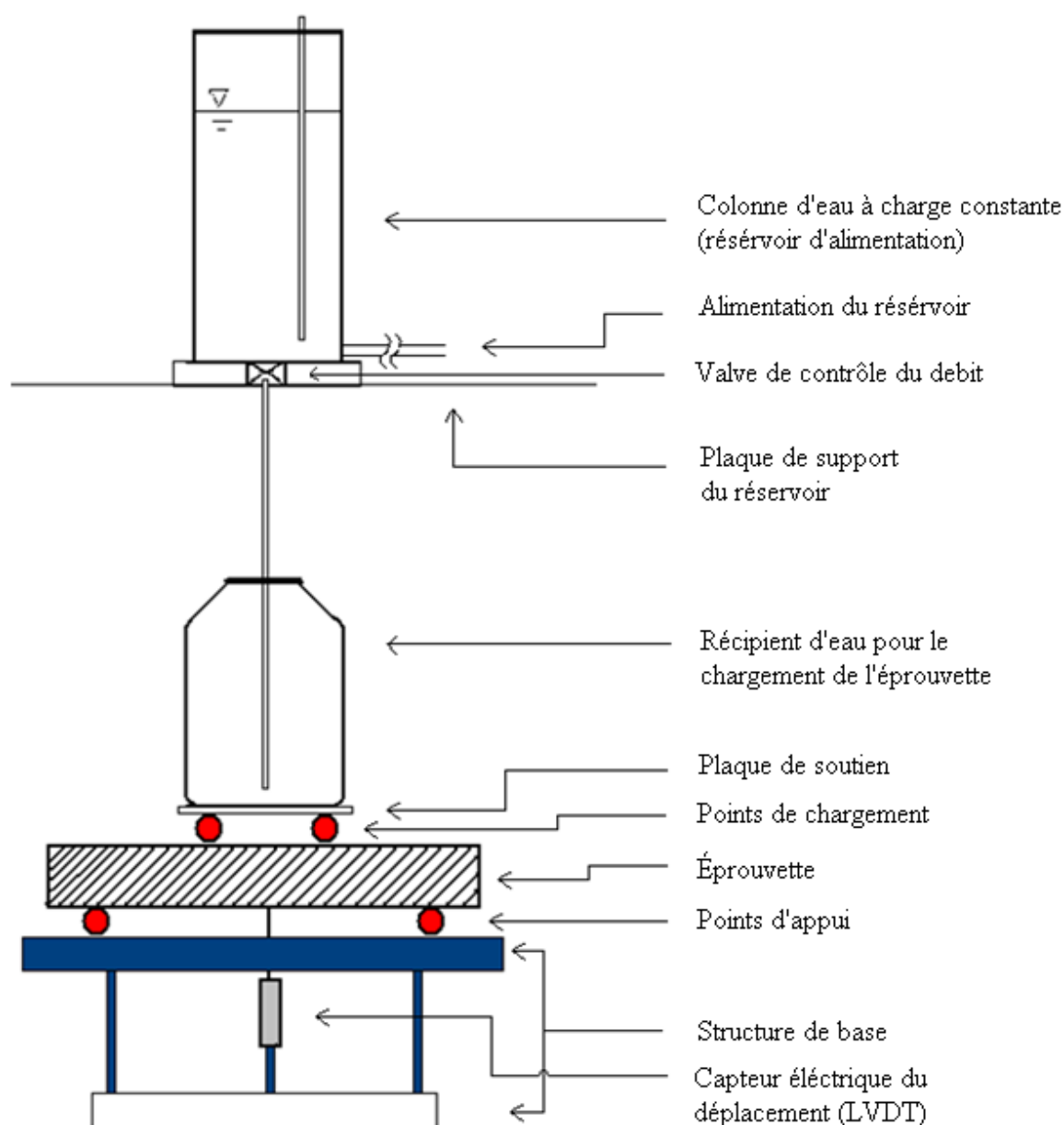


Figure 3-8 : Schéma du dispositif de chargement utilisé pour l'essai de flexion.

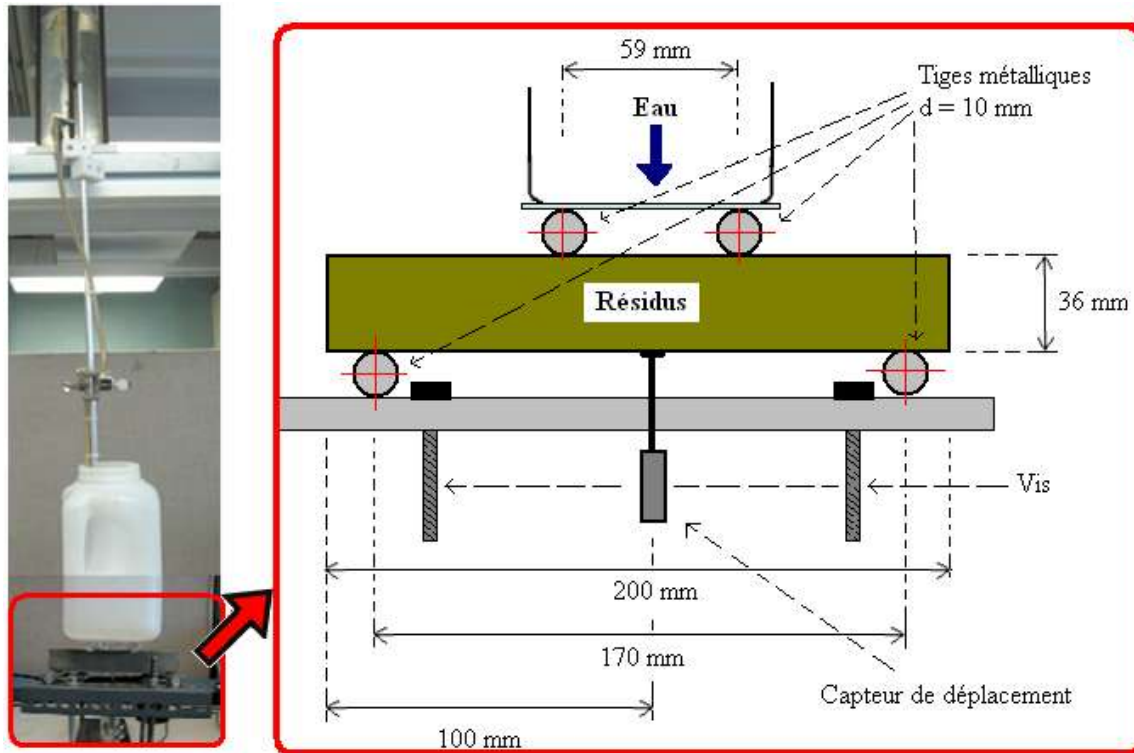


Figure 3-9 : Détails du montage utilisé pour l'essai de flexion à quatre points.

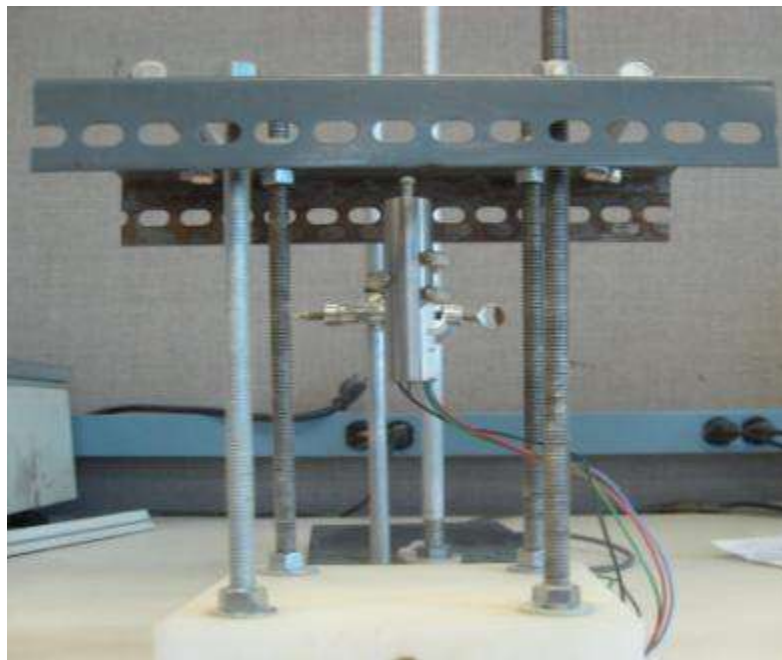


Figure 3-10 : Vue du LVDT installé à la base durant l'essai de flexion à quatre points.

Le dispositif de mesure du déplacement montré à la figure 3–11 fournit un signal électrique proportionnel à la valeur de ce déplacement. L'ensemble comprend (1) un capteur LVDT (« Linear Voltage Differential Transformer »), (2) une carte d'acquisition, (3) une source d'alimentation, et (4) un programme de traitement de données. Le code utilisé dans le cadre de ce projet a été développé par Martin (communication personnelle) lors de ses travaux expérimentaux. La figure montre aussi le corps du capteur (1a) et la tige mobile (1b) qui entre en contact direct avec l'échantillon.

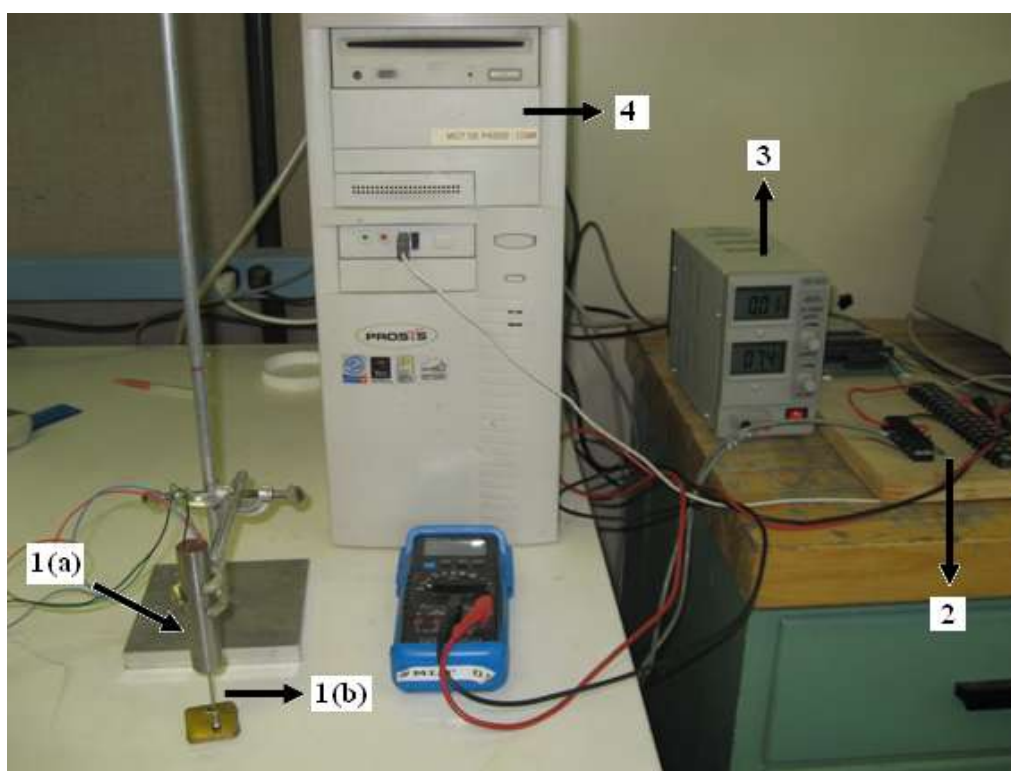


Figure 3–11 : Système de mesure du déplacement; les composants numérotés sont identifiés dans le texte.

Une variation de ce montage a été utilisée pour les essais de flexion avec mesure de déplacement à la fibre supérieure de l'éprouvette. Cette configuration modifiée comprend deux LVDT disposés en haut et en bas de l'éprouvette. Une description plus détaillée de cette configuration modifiée est présentée à l'annexe A3.2.

Précision des instruments

La précision des instruments et outils utilisés lors de la préparation de l'échantillon et des essais de flexion est la suivante :

Balance pour déterminer la teneur en eau : 10^{-2} g

Balance pour déterminer les autres masses : 10^{-1} g

Pied à coulisse pour la mesure des dimensions : 0,01 mm

Source d'alimentation du capteur électrique (LVDT) : 0,1 V

Capteur électrique de déplacement (LVDT) : $\pm 0,04$ mm.

3.2.4 Préparation des spécimens prismatiques

La procédure suivie pour la préparation des échantillons a été développée par Saleh-Mbemba (2010) pour des essais de retrait libre. Les parois internes des moules de 36 mm d'épaisseur sont recouvertes d'une mince pellicule de plastique pour éviter que les résidus ne collent au moule. Cette pellicule permet le retrait libre des échantillons sans apparition de fissures (qui ne permettrait pas une évaluation appropriée de la résistance en traction du résidu).

Le moule (avec la pellicule) est identifié, pesé et rempli de la pâte de résidus préparée à l'avance (comme décrit à la section 3.2.2). La teneur en eau w_0 des résidus utilisés pour la préparation des échantillons est de 40 % avec une marge d'erreur de ± 2 % ($S_r \geq 100\%$) pour les trois résidus. Cette teneur en eau a été choisie afin d'assurer un état de saturation complète ainsi qu'une bonne manipulation du matériau (tel que recommandé par Saleh-Mbemba, 2010). Il est important de bien contrôler cette teneur en eau initiale afin d'obtenir des propriétés (i.e. indice des vides e , porosité n et masse unitaire sèche ρ_d) similaires pour les éprouvettes d'un même résidu. Le matériau (la pâte) est mis en place en trois couches uniformes dans le moule en utilisant une spatule. Après la mise en place de chaque couche, un maximum de bulles d'air sont éliminées en faisant vibrer légèrement le moule. Une petite quantité de résidus est prélevée lors du remplissage du moule pour déterminer la teneur en eau initiale w_0 de l'échantillon. À cet effet, le petit échantillon est mis dans un récipient, pesé pour obtenir sa masse humide M_H et séché au four

durant 24 heures à 105°C. La masse sèche (ou masse des solides) M_s est obtenue après le séchage. Le calcul de la teneur en eau initiale (en pourcentage) se fait avec l'équation suivante :

$$w_0 (\%) = \frac{M_H - M_s}{M_s} \times 100 \quad (3-3)$$

À la fin du remplissage, le résidu arrive au ras du moule. Le matériau en trop (autre que celui à l'intérieur du moule) est retiré à l'aide d'un papier humide. Le volume initial de l'éprouvette de résidus est déduit à partir des dimensions du moule. Une fois pesé, on peut en déduire la densité ρ (et le poids volumique γ), la porosité initiale n_0 (et l'indice des vides initial e_0), car on connaît la densité relative des solides D_r .

Les échantillons sont ensuite soumis à une dessiccation à l'air libre (sur une surface plane) durant un temps déterminé en fonction de la teneur en eau visée (voir figure 3-12). L'objectif est d'obtenir des spécimens avec différentes teneurs en eau finales correspondant idéalement à des degrés de saturation variant entre 0 % et (presque) 100 %. Le temps de séchage a été estimé selon les graphiques d'évolution de la teneur en eau en fonction du temps obtenus par Saleh-Mbemba (2010) (voir annexe A.3.3). Une fois la teneur en eau w désirée atteinte, l'éprouvette est enlevée méticuleusement du moule.

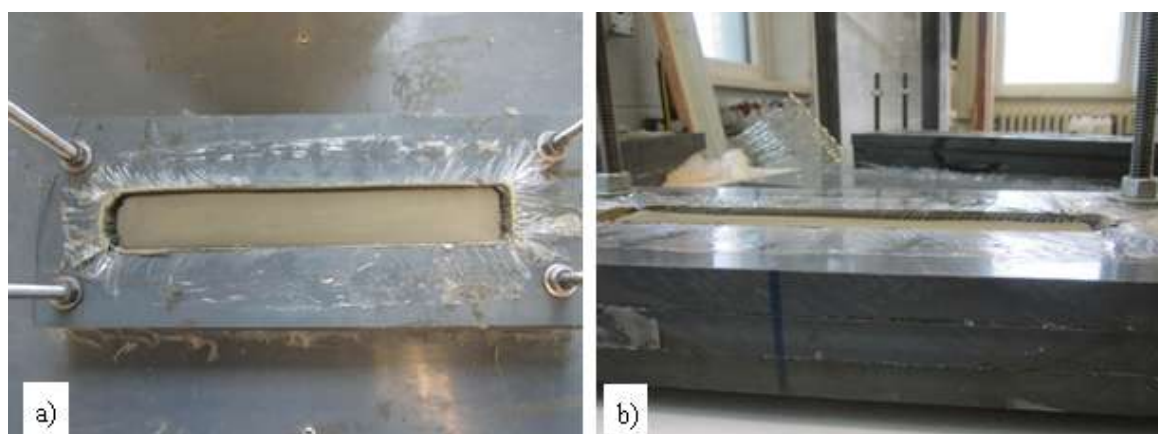


Figure 3-12 : Séchage naturel de l'échantillon dans le moule; a) Vue du dessus; b) Vue de côté

Préparation des éprouvettes à différents indices des vides e .

Afin d'évaluer l'effet d'une variation de l'indice des vides de l'essai e (et donc de l'indice des vides initial e_0), trois séries d'essais de flexion avec trois différentes valeurs de e ont été réalisés sur des spécimens de résidus Malartic et Goldex. Les travaux de Saleh-Mbemba (2010) ont démontré que lors de l'assèchement d'un spécimen à l'air libre, l'indice des vides final e peut varier avec de la teneur en eau initiale (selon la préparation de l'échantillon). On considère ici que les conditions de préparation sont les mêmes pour tous les échantillons. On fait alors varier la teneur en eau de préparation w_0 (et par conséquence e_0) pour avoir des éprouvettes à différents indices des vides finaux e . Les résidus Malartic (Osisko) ont été préparés à des teneurs en eau initiales w_0 de 35 %, 40% et 50% (correspondant à des indices des vides initiaux e_0 de 0,87, 1,0 et 1,3 respectivement) alors que les résidus Goldex ont été préparés à w_0 de 34 % et 39 % ($e_0 = 0,85$ et 1,0 respectivement). Toutes ces teneurs en eau équivalent à un degré de saturation S_r égal 100 % pour les deux types de résidus. Cela a été vérifié en utilisant l'équation 3–11 à partir à partir de w_0 , e_0 et D_r .

3.2.5 Préparation de l'équipement

Calibration du LVDT

Une calibration du (des) capteur(s) électrique(s) est effectuée à chaque journée d'expérimentation pour éviter de fausses lectures dues aux différences dans les valeurs de tension électrique d'entrée. La tension d'entrée est fixée à l'aide du transformateur (source d'alimentation). Des courbes de calibration du LVDT sont obtenues en mesurant son déplacement (par rapport à sa position initiale) en fonction de la variation de voltage. Pour ce faire, on a fixé 6 plaquettes d'une épaisseur de 1,03 mm chacune, tel que montré à la figure 3–13. Les plaquettes sont mises ensemble l'une au-dessus de l'autre. À chaque minute, une plaquette est enlevée et la valeur de la tension électrique de sortie (Output) est enregistrée par le logiciel de traitement de données (LabVIEW 7.1 de « National Instruments »). Le code utilisé proposé par Martin (communication personnelle) permet de varier l'intervalle de temps pour la lecture et pour l'enregistrement de données. Ensuite, le voltage de sortie mesuré (et enregistré) est relié à l'épaisseur cumulée des plaquettes enlevées. On obtient ainsi la courbe de la tension électrique de sortie en fonction du

déplacement vertical du LVDT; cette relation correspond en fait à une ligne droite. L'équation de cette droite nous permettra par la suite de calculer le déplacement mesuré sur les éprouvettes à des périodes de temps déterminées. Le type d'équation obtenue correspond à l'expression suivant :

$$b_1 = b_2 T + b_3 \quad (3-4)$$

où T est la valeur de tension mesurée (V), correspondant à une valeur de position b_1 prédéterminée (mm). Les constants b_2 et b_3 dépendent de la position initiale du LVDT et du voltage d'entrée. Le déplacement est la différence entre une valeur de position mesurée et la position initiale du capteur.

La tension d'entrée lors des essais de flexion doit être similaire à celle utilisée lors de la calibration. Les résultats des calibrations sont présentés aux annexes 4.2 et 4.3.



Figure 3-13 : Éléments utilisés pour la calibration du capteur LVDT

Préparation du dispositif de chargement

Quatre étapes doivent être menées avant d'amorcer un essai de flexion, soit :

- Assurer l'horizontalité de la structure de base de l'échantillon avant chaque essai afin d'obtenir une charge verticale perpendiculaire à l'échantillon lors du chargement. Ceci se fait en plaçant un niveau sur les barres de support. Tel que montré à la figure 3–14, cette structure est dotée de deux paires de vis qui permettent le réglage de la position des barres latérales.



Figure 3–14 : Préparation du montage pour assurer l'horizontalité du système d'appui.

- Peser le récipient de plastique vide pour évaluer la charge appliquée.
- Remplir le réservoir d'alimentation (colonne à charge constante, type cellule de Mariott) avec de l'eau désaérée.
- Calibrer le débit d'eau (du réservoir au récipient). Pour ce faire, on laisse l'eau couler pendant certain temps (i.e. 30 secondes). L'eau dans le récipient est pesée puis la vitesse d'écoulement est calculée. Les valeurs de vitesse d'écoulement pour les essais sur un même résidu doivent être similaires afin de bien comparer les résultats. Une vitesse moyenne de 0,013 N/s, (relativement faible) a été adoptée lors des essais de flexion. Cette vitesse d'application de la charge pourrait influencer les résultats des essais de traction directe (Kim, 2001).

3.2.6 Procédure d'essai

Une fois l'éprouvette enlevée du moule, sa masse totale finale M_T ainsi que son volume total final V_T sont mesurés et enregistrés. La valeur de V_T est calculée à partir des dimensions moyennes i.e. la longueur L , la largeur b et la hauteur h de l'éprouvette. Ces mesures sont prises à trois endroits différents de l'éprouvette (aux extrémités et au centre) en utilisant un pied à coulisse.

On trace une marque de référence au centre de la « poutre » (figure 3–15). Ensuite, l'éprouvette est placée minutieusement sur les deux barres de la structure de base (points d'appui). Deux lignes (marques) sont tracées sur chaque tige d'appui (en les divisant en trois tiers) pour faciliter un placement bien centré de l'échantillon. L'extrémité de la tige mobile du capteur électrique de position (LVDT) est enduite d'une petite quantité de colle, et ensuite fixée au centre de la surface inférieure de l'éprouvette, comme illustré à la figure 3–16.



Figure 3–15 : Pesée de l'éprouvette avant d'être placée dans le montage d'essai de flexion.

Le logiciel et le chronomètre sont mis en marche dès que le spécimen est mis sur la structure de base du montage. Une fois la première minute passée, les deux tiges de chargement sont placées sur l'échantillon, en utilisant comme référence la ligne centrale et la plaquette de soutien du récipient. Le récipient de plastique vide est mis sur les deux tiges métalliques. Un temps de transition d'une minute est prévu (entre l'application de ces poids) afin de permettre au système de se stabiliser. Après environ trois minutes (temps requis pour installer les tiges et l'éprouvette), la valve du réservoir est ouverte pour laisser couler l'eau vers le récipient de chargement à une vitesse moyenne correspondant à un taux de mise en charge de $0,013 \text{ N/s}$ ($0,8 \text{ N/min}$). Le chargement se poursuit jusqu'à la rupture de l'éprouvette (qui se produit typiquement en moins de 30 minutes). La valve du réservoir est alors fermée immédiatement et le récipient avec l'eau est enlevé. Il est important que la structure de base soit à niveau, faute de quoi le récipient (avec l'eau) pourrait se renverser.

Un caméscope est utilisé dans le but d'enregistrer l'essai incluant le moment d'apparition de la fissure. Ceci permet de bien identifier par la suite la forme et l'endroit de cette fissure. Le même protocole est répété afin d'évaluer la réponse des échantillons à différentes teneurs en eau (w_0 et w) correspondant à divers degrés de saturation.

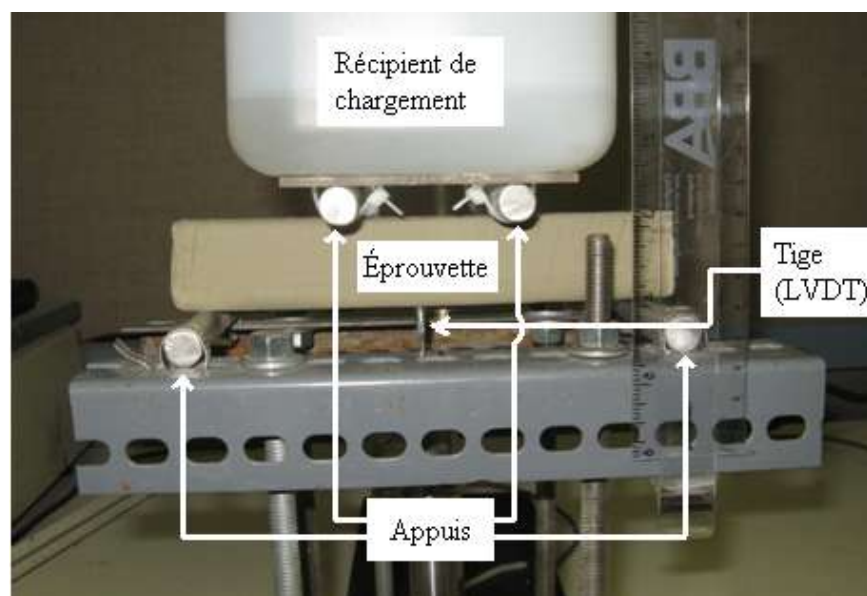


Figure 3–16 : Photographie illustrant le montage utilisé pour l'essai de flexion avec quatre points d'appui sur des éprouvettes de résidus miniers non saturés.

On pèse le récipient avec l'eau. Le moment précis où la rupture se produit, et le déplacement (final et en fonction du temps) de la « poutre » peuvent être déterminés à partir des données du logiciel d'acquisition et de la courbe de calibration du capteur. La rupture de l'éprouvette est identifiée lorsque l'écart entre deux valeurs de tension consécutives est disproportionné.

La teneur en eau massique finale w de l'éprouvette prismatique (« poutre ») est déterminée à partir d'un morceau de matériau prélevé après la fracture. Ce fragment d'échantillon est placé dans un petit récipient et pesé (M_H). La masse de solides M_s est obtenue après séchage au four pendant 24 heures à une température autour 105 C. La teneur en eau finale w (%) est calculée en utilisant M_s et M_H de l'échantillon prélevé.

Les valeurs finales de la masse totale et volume total de l'éprouvette (M_T et V_T) ainsi que la teneur en eau finale w permettent par la suite de déterminer l'indice des vides final e et la porosité n de l'échantillon, selon les expressions suivant :

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_T - V_s}{V_s} = \frac{V_T}{V_s} - 1 \quad (3-5)$$

$$n = \frac{e}{1 + e} \quad (3-6)$$

$$\rho_s = D_r \rho_w \quad (3-7)$$

$$V_s = \frac{M_T}{\rho_s \left(\frac{w}{100} + 1 \right)} \quad (3-8)$$

où V_s est le volume de solides; V_T et V_s sont en cm^3 ; M_T est en grammes; ρ_s est la masse volumique des grains solides en g/cm^3 ; D_r est la densité relative des grains solides (-); $\rho_w = 1 \text{ g}/\text{cm}^3$.

Les densités (ou masses unitaires, ou volumiques) sèche ρ_d et humide ρ_{hum} sont calculées à partir des équations suivantes :

$$\rho_d = \frac{M_s}{V_T} = \frac{M_T}{V_T \left(\frac{w}{100} + 1 \right)} \quad (3-9)$$

$$\rho_{\text{hum}} = \frac{M_T}{V_T} \quad (3-10)$$

Le degré de saturation S_r est calculé en utilisant l'équation 3-11. La masse de solides M_s est déterminée à partir de la teneur en eau finale w et de la masse totale finale de l'échantillon M_T .

$$S_r = \frac{wDr}{e} \quad (3-11)$$

La résistance en traction de l'échantillon, σ_t , est calculée dans un premier temps en utilisant l'équation 3-12, basée sur la théorie élastique de flexion (décrite précédemment au chapitre 2).

$$\sigma_t = \frac{6M_{\text{max}}}{bh^2} \quad (3-12)$$

avec

$$M_{\text{max}} = \frac{P_{\text{max}}L}{6}g \quad (3-13)$$

où

σ_t = Résistance à la traction du résidu non saturé (N.m^{-2})

M_{max} = Moment de flexion appliqué à la rupture (N.m).

L = Longueur de l'éprouvette (m)

b = Largeur de l'éprouvette (m).

h = Hauteur de l'éprouvette (m).

P_{max} = Masse totale appliquée à la rupture de l'éprouvette lors des essais de flexion (kg)

g = Accélération gravitationnelle ($= 9,81 \text{ m/s}^2$)

Le déplacement à la base de l'éprouvette en fonction du temps est obtenu en utilisant l'équation de calibration du LVDT (voir équation 3-4). Les valeurs de tension de sortie (entrants du logiciel LabView 7.1) sont transformées en valeurs de la position de la tige du LVDT. Le déplacement à

un temps t_i est le résultat de la différence entre la position à t_i et la position initiale (à $t = 0$). Le déplacement maximal δ_{\max} correspond au déplacement calculé pour la valeur de tension obtenue à un temps t_i égal à la durée de l'essai de flexion (temps de chargement t_f).

Lorsqu'aucune mesure de déplacement aux fibres supérieures n'est effectuée, on a supposé que le déplacement en traction est égal à celui en compression ($\delta_t = \delta_c$). Cela veut dire que la déformation au centre de l'éprouvette en traction ε_t est présumée égale à la déformation en compression ε_c . La déformation en traction à la rupture $\varepsilon_{t \max}$ peut être calculée à l'aide de l'équation suivante (Al-Layla et al., 2007; Dowling, 2007):

$$\varepsilon_{t \max} = \frac{72\delta_{t \max} M_{\max} h}{F_{\max} L (3L^2 - 4(\frac{L}{3})^2)} \quad (3-14)$$

avec

$\delta_{t \max}$ = Déplacement mesuré au centre de l'éprouvette, à la fibre inférieure [m].

F_{\max} = Charge appliquée à la rupture = $P_{\max} \cdot g$ [N].

Mesure du déplacement en haut de l'éprouvette.

Pour les essais de flexion qui comprennent aussi la mesure du déplacement à la fibre supérieure au centre des éprouvettes, on procède de la façon suivant :

Une fois que la « poutre » a été bien placée sur la structure de base et le LVDT inférieur a été installé correctement, la plaquette fixée au LVDT supérieur est délicatement mise sur la marque de la « poutre » (au centre) et le logiciel et le chronomètre sont démarrés. Ensuite, on suit les instructions décrites dans la section précédente.

Les deux LVDT utilisés doivent être calibrés à chaque journée d'expérimentation, tel que décrit à la section 3.2.5, afin de déterminer précisément le déplacement au centre des fibres supérieure et inférieure de l'éprouvette.

La résistance en traction σ_t du matériau et la contrainte en compression à la fibre supérieure de l'échantillon $\sigma_{c \max}$ peuvent être calculées selon la méthode directe à l'aide des équations suivantes (Duckworth, 1951; Al-Layla et al., 2007; Dowling, 2007): :

$$\sigma_t = \frac{3M_{\max}}{bh^2} \frac{\varepsilon_{c \max} + \varepsilon_{t \max}}{\varepsilon_{t \max}} \quad (3-15)$$

$$\sigma_{c \max} = \frac{3M_{\max}}{bh^2} \frac{\varepsilon_{c \max} + \varepsilon_{t \max}}{\varepsilon_{c \max}} \quad (3-16)$$

$$\varepsilon_{c \max} = \frac{72\delta_{c \max} M_{\max} h}{F_{\max} L (3L^2 - 4(\frac{L}{3})^2)} \quad (3-17)$$

$\sigma_{c \max}$ = Contrainte en compression à la fibre supérieure au centre de l'éprouvette, à la rupture (N.m⁻²)

$\delta_{c \max}$ = Déplacement mesuré au centre à la fibre supérieure de l'éprouvette, à la rupture (m).

$\varepsilon_{c \max}$ = Déformation en compression maximale au centre de l'éprouvette, à la rupture (-).

3.2.7 Propriétés mesurées

Un de principaux résultats issus de ces essais de flexion est la valeur de la résistance en traction (selon un comportement élastique) en fonction du degré de saturation S_r (ou de la teneur en eau w). Une relation entre la succion et la résistance en traction non saturée pourra aussi être établie à l'aide de la courbe de rétention d'eau CRE du matériau. De plus, la variation du module de Young E et de la cohésion apparente c_{app} en fonction du degré de saturation S_r peut aussi être obtenue en utilisant certaines propriétés de base du résidu (tel l'angle de friction effectif ϕ').

Selon la théorie élastique, le module de Young $E_{t,c}$ (kPa) est exprimé par le rapport entre la contrainte en traction ou en compression (σ_t, σ_c , en kPa) déterminées par la méthode directe (eq. 3-15 et 3-16) et la déformation correspondante $\varepsilon_t, \varepsilon_c$ (-) calculées à partir des équations 3-14 et 3-17; on peut alors écrire:

$$E_t = \frac{\sigma_t}{\varepsilon_{t \max}} \quad (3-18)$$

$$E_c = \frac{\sigma_{c \max}}{\varepsilon_{c \max}} \quad (3-19)$$

Lorsqu'on utilise la méthode élastique avec $\sigma_t = \sigma_{c \max}$ et $\varepsilon_t = \varepsilon_c$, le module de Young est alors constant sur toute la section de l'éprouvette. Le module de Young E est ainsi déterminé alors selon l'expression suivante :

$$E = \frac{\sigma_t}{\varepsilon_{t \max}} \quad (3-20)$$

La cohésion apparente c_{app} peut être reliée à la résistance à la traction non saturée à partir d'une représentation dans le plan s de Mohr. Les valeurs de c_{app} et σ_t sont reliées par l'équation 2-31 (voir aussi figure 2-13). Le lien entre la cohésion apparente c_{app} et la courbe de rétention d'eau peut aussi être déterminé selon le rapport entre la résistance en traction σ_t et la succion. L'ensemble des résultats obtenus sont présentés au prochain chapitre, et ils sont analysés au chapitre 5.

3.3 Vérification de l'homogénéité des spécimens

L'homogénéité des spécimens prismatiques (au regard de la teneur en eau w) est une préoccupation, en raison du processus de séchage naturel (par évaporation et drainage) auquel ils sont soumis. L'interprétation des résultats est basée sur l'homogénéité des éprouvettes. Cette hypothèse devait donc être vérifiée. À cet effet, quelques éprouvettes de résidus Malartic et Goldex testés lors des essais de flexion ont aussi utilisées pour une évaluation de leur uniformité. À cet effet, les spécimens fracturés sont coupés longitudinalement en deux sections et transversalement en trois sections, afin d'avoir un total de 6 échantillons (supérieur gauche A1, centre A2 et droite A3 et inférieur gauche B1, centre B2 et droite B3). La teneur en eau de chaque échantillon w_i est mesurée, et comparée à la valeur moyenne. Une correction pourrait ainsi être appliquée à la valeur de la teneur en eau w moyenne, pour celle correspondant à la zone de rupture; cette correction ne s'est toutefois pas avérée nécessaire (comme nous le verrons au chapitre 4).

CHAPITRE 4 RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX ET INTERPRÉTATION

Ce chapitre présente les résultats des essais de flexion avec quatre points d'appui réalisés au laboratoire sur des résidus miniers. Ces résultats permettront d'estimer la résistance en traction et sa variation en fonction de la teneur en eau des résidus miniers. Cela servira par la suite à déterminer et à évaluer la cohésion apparente c_{app} et le module de Young E , ainsi que leur lien avec le degré de saturation S_r des résidus miniers testés. Trois différents résidus ont été soumis aux essais, soit Malartic (Osisko), Goldex et Bulyanhulu (voir chapitre 3).

Les résultats des essais de flexion ont été traités et analysés selon le modèle de comportement élastique (fragile) d'une poutre. Les valeurs de résistance en traction issues de cette analyse seront comparées avec celles de modèles prédictifs, qui seront présentées plus loin dans ce chapitre.

Les valeurs de cohésion apparente et du module de Young estimées suite à ces essais seront utilisées au chapitre 5 pour mener des simulations numériques visant à analyser et à valider (en partie) les données expérimentales.

Une grande portion du programme expérimental a été dédiée aux résidus de la mine Osisko située à Malartic. Ce chapitre comprend des résultats d'essais de flexion sur les résidus Malartic à différents indices des vides e (préparés à différents teneurs en eau initiale w_0) afin d'évaluer l'influence de cette propriété sur la résistance en traction non saturée. Des essais de flexion ont également été effectués sur des résidus « lavés » afin d'évaluer l'influence des caractéristiques de l'eau interstitielle sur la résistance en traction (et sur la cohésion apparente c_{app}). Les résultats de ces essais ont été comparés à ceux des résidus intacts (préparés avec l'eau provenant de la mine).

4.1 Caractéristiques des éprouvettes

Trois différents résidus miniers ont été utilisés pour la réalisation des essais de flexion à quatre points sur des éprouvettes partiellement saturées. Ces trois résidus, identifiés Malartic, Goldex et Bulyanhulu (classifiés comme des silts non plastiques ML) ont des propriétés de base assez semblables, tel que présentées au chapitre 3.

Les spécimens prismatiques ont été élaborés selon la méthode développée par Saleh-Mbmeba (2010), qui est décrite à la section 3.2.4. Pour une même série d'essais, chaque résidu a été préparé dans des conditions initiales similaires afin d'avoir des spécimens avec les mêmes caractéristiques (i.e. e , n , ρ_d). L'uniformité des éprouvettes, à l'égard de la teneur en eau de l'essai w , a été évaluée en utilisant les résidus Malartic et Goldex.

Près de 50 éprouvettes du résidu Malartic et de 50 éprouvettes de Goldex et Bulyanhulu ont été élaborées afin de compléter l'étape expérimentale de ce projet. Même si la teneur en eau initiale w_0 des échantillons du même résidu (de la même série d'essais) est similaire, il n'est pas évident d'obtenir des spécimens (non saturés) à différents degrés de saturation et avec le même indice des vides final e . Ainsi, seulement les résultats obtenus sur des éprouvettes avec des propriétés similaires sont montrés ici. Les résultats des essais sur des échantillons non conformes n'ont pas été pris en compte lors des analyses et ne font pas partie de ce mémoire.

On a aussi voulu évaluer l'effet de l'indice des vides de l'essai e (e peut dépendre de la teneur en eau initiale w_0 et de l'indice des vides initial e_0 de l'éprouvette) sur la résistance en traction non saturée. Lors du processus d'assèchement, l'indice des vides e ($= e_s$) devrait demeurer constant pour des valeurs de S_r plus faibles que le degré de saturation correspondant à la limite de retrait (w_s), tel que montré par Saleh-Mbemba (2010). Selon ces travaux, cette limite de retrait est proche de la teneur en eau w_a à la pression (valeur) d'entrée d'air ψ_a pour laquelle S_r est très proche de 100%. Sur la base des travaux de Saleh-Mbemba (2010), on suppose que l'indice des vides de l'essai e est constant pour toutes les éprouvettes d'un même résidu non saturé, préparé à la même teneur en eau initiale w_0 (rappelons que tous les essais de flexion ont été menés sur des éprouvettes avec un $S_r \leq 90\%$). On suppose également que cet indice des vides e est l'indice des vides minimal durant la phase de dessiccation.

Trois séries d'essais de flexion ont été effectuées sur les résidus Malartic (Osisko) et deux séries d'essais sur les résidus Goldex, préparés à différentes teneurs en eau initiale w_0 . Les résidus Malartic ont aussi été soumis à un processus de lavage, tel que décrit à la section 3.2.2. Les éprouvettes de résidus 'lavés' ont été testés afin d'évaluer l'influence des caractéristiques de l'eau interstitielle. En résumé, il y a 3 séries de 16, 5 et 6 échantillons de résidus Malartic (Séries Ma-40, Ma-50, Ma-35) préparées à une teneur en eau initiale (avant l'assèchement) de 40 %, 50 % et 35 % respectivement. Les résidus Malartic lavés ont été utilisés pour préparer 7 spécimens (série

Ma(L)-39). On a aussi deux séries, de 8 et 17 spécimens préparés avec les résidus Goldex (séries Go-39 et Go-33) avec des teneurs en eau initiales w_0 de 39% et 33% respectivement, et une série de 8 échantillons de résidus Bulyanhulu avec une teneur en eau $w_0 = 42\%$ (Série Bu-42). Les spécimens de résidus Malartic préparés à une teneur initiale $w_0 = 35\%$ (série Ma-35) ont aussi servi pour évaluer le comportement bimodulaire de ce matériau à l'état non saturé, sur la base des mesures du déplacement aux fibres inférieures et supérieures. De plus, les spécimens prismatiques testés lors de séries d'essais de flexion Go-39 et Ma(L)-39 ont été utilisés pour vérifier leur uniformité.

La figure 4–1 présente le moule utilisé pour préparer les spécimens ainsi qu'une éprouvette après assèchement. Sur la figure de gauche, on voit clairement que l'échantillon a subi un retrait longitudinal et latéral. Ce retrait est toutefois non uniforme; c'est pour cela que les mesures des dimensions ont été prises à trois points différents (extrémité gauche, centre et extrémité droite). Les valeurs moyennes de trois mesures de longueur, largeur et épaisseur ont été utilisées pour le calcul du volume final de chaque éprouvette. Ces valeurs sont présentées à l'annexe 4.1.

Dans le but d'obtenir une relation σ_t vs. S_r (ou w) représentative, on a visé une large plage de teneurs en eau ($0\% < S_r < 100\%$). Le protocole de préparation utilisé permet la manipulation des éprouvettes non saturées, en présence de forces de succion créée entre les grains des résidus. Ce n'est toutefois pas le cas pour des éprouvettes avec des degrés de saturation très élevés. Les éprouvettes de résidus à $S_r > 90\%$ environ n'ont pas une résistance suffisante et elles s'affaissent au moment de les enlever des moules. Cela indique que la résistance en traction de ces résidus miniers (à $S_r \geq 90\%$) est pratiquement nulle. Ce n'est toutefois pas le cas à l'état sec ($S_r \approx 0$). Certaines éprouvettes ont été laissées à l'air durant 15 jours (ou plus) et mises au four à 105°C par la suite; le degré de saturation le plus faible variait entre 0,1 % et 2,5 % (pour les trois résidus analysés).

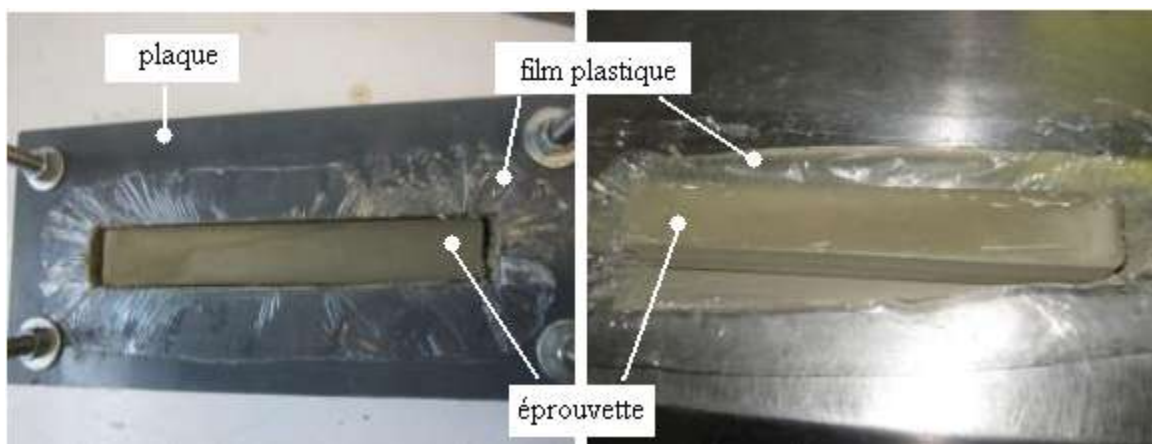


Figure 4-1 : Préparation d'une éprouvette pour l'essai de flexion sur les résidus miniers non saturés.

La teneur en eau finale w des éprouvettes testées varie entre 0,1 % ($S_r = 0,2$ %) et 27 % ($S_r = 89,7$ %) pour les résidus Malartic; entre 0,1 % ($S_r = 0,2$ %) et 21,7 % ($S_r = 82,7$ %) pour les résidus Goldex; et entre 0,4 % ($S_r = 1,4$ %) et 22,1 % ($S_r = 80,7$ %) pour les résidus Bulyanhulu. La géométrie et les propriétés de base initiales et finales de chaque éprouvette (avant et après l'assèchement) sont présentées à l'annexe 4.1. Ces valeurs montrent que les propriétés finales (i.e indice des vides e et porosité n) sont pratiquement les mêmes pour chaque éprouvette dans une série d'essais. Cela facilite la comparaison des résultats.

La teneur en eau finale w (de l'essai) a été mesurée selon la procédure décrite à la section 3.2.6. L'indice des vides e , la porosité n , la densité (masse volumique) sèche ρ_d (et humide ρ_{hum} , kg/m^3) et le degré de saturation S_r (%) ont été évalués selon les équations 3-5 à 3-11. Une valeur de l'accélération de gravité $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ a été utilisée. Les valeurs de densité relative des grains (gravité spécifique) D_r des différents matériaux sont fournies au tableau 3-2.

Pour la série d'essais Ma-40 sur les résidus Malartic ($w_0 = 40\%$ et $e_0 = 1,0$), les valeurs finales de l'indice des vides e et de la porosité n des échantillons sont d'environ 0,84 et de 0,46 respectivement, ce qui correspond à une masse volumique sèche ρ_d de 1500 kg/m^3 . Pour la série d'essais Ma-50 ($w_0 = 50$ % et $e_0 = 1,3$), l'indice des vides final e est 0,93, la porosité finale n est 0,48 et une masse volumique sèche ρ_d est de 1430 kg/m^3 en moyenne. Pour les spécimens de résidus Malartic avec une teneur en eau initiale $w_0 = 35\%$ et $e_0 = 0,87$ (série Ma-35), les valeurs

finales de e , n et ρ_d sont de 0,76, 0,43 et 1560 kg/m³ respectivement. Les éprouvettes de la série Ma(L)-39 effectuée sur des résidus lavés préparés à une teneur en eau initiale $w_0 = 39\%$ et $e_0 = 1,0$ présente des valeurs finales de l'indice des vides e , de la porosité n et de la densité sèche ρ_d de 0,84, 0,46 et 1490 kg/m³ respectivement. L'indice des vides final des séries d'essais Ma-50 et Ma-35 montre donc une augmentation ou une diminution de $\pm 10\%$ par rapport à la valeur de référence de la série Ma-40 ($e = 0,84$). Les masses volumiques sèches ρ_d des séries Ma-50 et Ma-35 équivalent à une diminution ou à une augmentation (respectivement) de $\mp 5\%$ de ρ_d par rapport à la valeur de référence (i.e. $\rho_d = 1500$ kg/m³). Les valeurs de e , n et ρ_d obtenues pour la série Ma(L)-39 sont les mêmes que celles de la série de référence Ma-40. Rappelons que la masse volumique sèche ρ_d maximale de ce résidu est de l'ordre de 1720 kg/m³ (obtenue à l'essai Proctor) et l'indice des vides minimal e_{\min} est de 0,60, selon les travaux de L-Bolduc (2012). Pour une teneur en eau initiale $w_0 = 40\%$, un indice des vides final $e = 0,77$ et une limite de retrait $w_s = 27,4\%$ ont été mesurés par Saleh-Mbemba (2010).

Pour la série Go-39 sur les résidus Goldex ($w_0 = 39\%$ et $e_0 = 1,0$), l'indice des vides final e et la porosité finale des spécimens sont de 0,79 et 0,44; la masse volumique sèche finale est d'environ 1550 kg/m³. Pour les spécimens de la série Go-33 (avec $w_0 = 33\%$ et $e_0 = 0,84$), on obtient un indice des vides final $e \approx 0,74$ et une porosité $n \approx 0,42$, avec une densité sèche $\rho_d \approx 1600$ kg/m³. Un indice des vides minimal $e_{\min} = 0,48$ et une masse volumique sèche maximale $\rho_{d\max} = 1870$ kg/m³ ont été déterminés selon des essais Proctor sur ces résidus (Pabst, 2011). Pour une teneur en eau initiale $w_0 = 32\%$ (et $e_0 = 0,89$), un indice des vides final $e = 0,69$ et une limite de retrait $w_s = 24,8\%$ ont été obtenus des essais menés par Saleh-Mbemba (2010).

Enfin, les éprouvettes de résidus Bulyanhulu de la série Bu-42 ($w_0 = 42\%$ et $e_0 = 1,2$) montrent un indice des vides final $e = 0,81$ et une porosité finale $n = 0,45$, correspondant à une masse volumique sèche $\rho_d = 1620$ kg/m³. Les résultats des essais de retrait sur ces résidus, menés par Saleh-Mbemba, ont fourni un indice des vides final $e = 0,62$ et une limite de retrait $w_s = 21,7\%$ à une teneur en eau initiale $w_0 = 38,7\%$ (et $e_0 = 1,11$). L'essai Proctor donne $\rho_{\max} = 1950$ kg/m³ et $e_{\min} = 0,5$ ($w_{\text{opt}} = 14\%$).

4.2 Homogénéité des éprouvettes

La teneur en eau des spécimens des séries Ma(L)-39 et Go-39 a été mesurée à différents points. Les spécimens utilisés ici ont été préalablement soumis à l'essai de flexion. La mesure de la teneur en eau finale a été effectuée pour six sections (A1, A2, A3, B1, B2, et B3) de chaque éprouvette, tel que décrit à la section 3.3 (voir aussi figure 4-2).

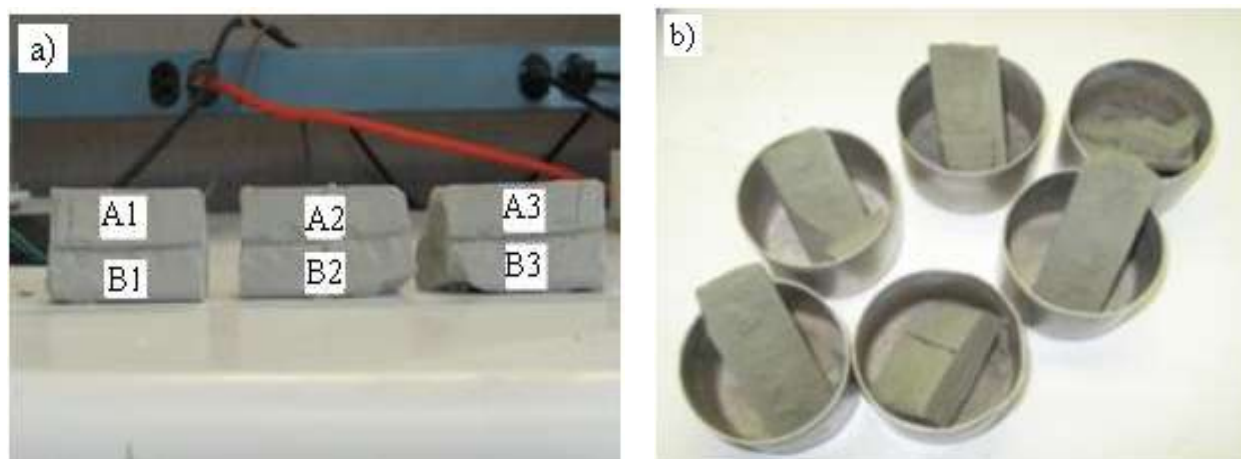


Figure 4-2 : Vérification de l'uniformité des éprouvettes. a) Morcellement du spécimen après la fracture; b) mesure de la teneur en eau w dans les portions (A1, A2, A3, B1, B2, et B3).

Les résultats détaillés obtenus de cette évaluation de l'homogénéité des éprouvettes sont présentés aux tableaux 4-1 et 4-2. Ces résultats démontrent que la variation entre les teneurs en eau mesurées en haut de l'éprouvette (pour les sections A1, A2, A3) sont un peu plus faibles que celles mesurées en bas (pour les sections B1, B2 et B3), sauf pour certaines éprouvettes. L'écart observé est toutefois négligeable (inférieur à 1,21% pour les résidus Malartic et inférieur à 0,7 pour les résidus Goldex).

Tableau 4–1 : Valeurs de la teneur en eau w et de la teneur en eau moyenne w_{moy} des éprouvettes des résidus Malartic lavés préparés à une teneur en eau initiale $w_0 = 39 \%$ (série Ma(L)-39)

Essai	Section	w (%)	w_{moy} (%)	S_r (%)	Écart (%) $w_{\text{moy}} - w$	No	Section	w_i (%)	w_{moy} (%)	S_r (%)	Écart (%) $w_{\text{moy}} - w$
28-M	A1	0,05	0,05	0,15	0,00	32-M	A1	20,67	20,77	70,5	0,10
	B1	0,06			-0,01		B1	21,39			-0,62
	A2	0,03			0,02		A2	21,15			-0,38
	B2	0,03			0,02		B2	21,64			-0,87
	A3	0,05			0,00		A3	19,12			1,65
	B3	0,06			-0,01		B3	20,64			0,13
29-M	A1	0,51	1,19	3,67	0,68	33-M	A1	26,36	25,93	86,37	-0,97
	B1	1,84			0,65		B1	25,76			0,17
	A2	0,83			0,35		A2	26,06			-0,13
	B2	2,04			-0,85		B2	25,50			0,43
	A3	1,69			-0,50		A3	26,15			-0,22
	B3	0,25			0,94		B3	25,71			0,22
30-M	A1	1,72	1,99	6,58	0,27	34-M	A1	27,28	27,01	89,67	-0,21
	B1	2,46			-0,47		B1	26,55			0,46
	A2	1,48			0,51		A2	27,00			0,01
	B2	2,45			-0,46		B2	26,46			0,55
	A3	1,64			0,35		A3	27,58			-0,57
	B3	2,20			-0,21		B3	27,17			-0,16
31-M	A1	12,27	12,40	41,53	0,13						
	B1	12,31			0,09						
	A2	12,51			-0,11						
	B2	12,50			-0,10						
	A3	12,35			0,05						
	B3	12,44			-0,04						

Tableau 4–2 : Valeurs de la teneur en eau w et de la teneur en eau moyenne w_{moy} des éprouvettes des résidus Goldex préparés à une teneur en eau initiale $w_0 = 39\%$ (série Go-39)

Essai	Section	w (%)	w_{moy} (%)	S_r (%)	Écart (%) $w_{\text{moy}} - w$	No	Section	w (%)	w_{moy} (%)	S_r (%)	Écart (%) $w_{\text{moy}} - w$
8-G	A+	21,65	21,70	77,66	0,05	4-G	A+	6,81	6,86	23,64	0,05
	B+	22,04			-0,34		B+	6,96			-0,10
	A	21,80			-0,10		A	6,83			0,03
	B	22,02			-0,32		B	7,15			-0,29
	A ⁻	21,13			0,57		A ⁻	6,77			0,09
	B ⁻	21,53			0,17		B ⁻	6,66			0,20
7-G	A+	20,97	21,06	74,88	0,09	3-G	A+	1,44	1,72	5,95	0,28
	B+	20,34			0,72		B+	2,18			-0,46
	A	21,35			0,29		A	1,53			0,19
	B	21,53			-0,47		B	2,23			-0,51
	A ⁻	21,24			-0,18		A ⁻	1,55			0,17
	B ⁻	20,91			0,15		B ⁻	1,39			0,33
6-G	A+	15,08	15,05	51,56	-0,03	2-G	A+	0,23	0,38	1,37	0,15
	B+	14,91			0,14		B+	0,66			-0,28
	A	15,32			-0,27		A	0,23			0,15
	B	15,25			-0,20		B	0,42			-0,04
	A ⁻	14,98			0,07		A ⁻	0,25			0,13
	B ⁻	14,79			0,26		B ⁻	0,47			-0,09
5-G	A+	11,39	11,32	40,05	-0,07	1-G	A+	0,09	0,05	0,19	-0,04
	B+	11,33			-0,01		B+	0,06			-0,01
	A	11,44			-0,12		A	0,03			0,02
	B	11,50			-0,18		B	0,06			-0,01
	A ⁻	11,12			0,20		A ⁻	0,03			0,02
	B ⁻	11,12			0,20		B ⁻	0,05			0,00

Le processus d'amorce de la fissuration est un phénomène ponctuel qui est contrôlé en partie par la teneur en eau de la section centrale au bas du spécimen (où la fissure se produit lors des essais de flexion). Si l'on compare la valeur de la teneur en eau moyenne w_{moy} (calculée en utilisant les six valeurs mesurées) avec les teneurs en eau de la section centrale de l'éprouvette (A2 et B2), on constate que la différence est usuellement faible ($\leq 0,9\%$ pour les résidus Malartic et $\leq 0,5\%$ pour les résidus Goldex, voir les tableaux 4-1 et 4-2).

Ceci signifie que la méthode utilisée ici pour préparer les spécimens prismatiques est appropriée et que la teneur en eau moyenne w utilisée dans les analyses est représentative. La variation de la teneur en eau dans l'éprouvette est peu significative en raison de sa petite taille.

4.3 Résultats des essais de flexion

Le protocole utilisé pour les essais de flexion est décrit au chapitre 3. Au total, 34 essais de flexion ont été effectués sur les résidus Malartic, 25 essais sur les résidus Goldex et 8 essais sur les résidus Bulyanhulu. Il y a eu quatre séries d'essais de flexion pour le résidu Malartic (identifiées Ma-40, Ma-50, Ma-35 et Ma(L)-39), deux séries pour les résidus Goldex (Go-39 et Go-33) et une série pour le résidu Bulyanhulu (Bu-42). Rappelons qu'il n'a pas été possible de réaliser des essais de flexion sur des échantillons à un degré de saturation supérieur à 90 % car ils se déforment lorsqu'on les sort des moules. Nous considérons donc que leur résistance en flexion (et leur cohésion apparente est nulle).

Les figures 4-3 à 4-5 montrent des photos (extraites des enregistrements vidéo) à la fin des essais de flexion, à la rupture des éprouvettes. On peut remarquer sur ces figures que la fissure apparaît près du centre, i.e. dans le tiers central de la 'poutre' (entre les deux points d'appui supérieur où le moment fléchissant est constant). La fissure se propage subitement vers le haut de l'éprouvette, ce qui dénote un comportement fragile. Tous les enregistrements ont été analysés afin de confirmer que la rupture s'est bien produite au bon endroit. Le temps entre le début de l'amorce de la fissure et la rupture complète de l'éprouvette est de l'ordre de $3 \text{ à } 4 \times 10^{-2} \text{ s}$, lorsque cet intervalle a été identifié (pour une durée d'essai variant entre 200 s et 3000 s). Des tendances similaires (avec fractures fragiles) ont aussi été observées par Al-Layla et al. (2007), Ammeri

(2009) et Plé et al. (2012) lors des essais de flexion avec quatre points menés sur des argiles non saturées (avec $10\% < w < 20\%$).

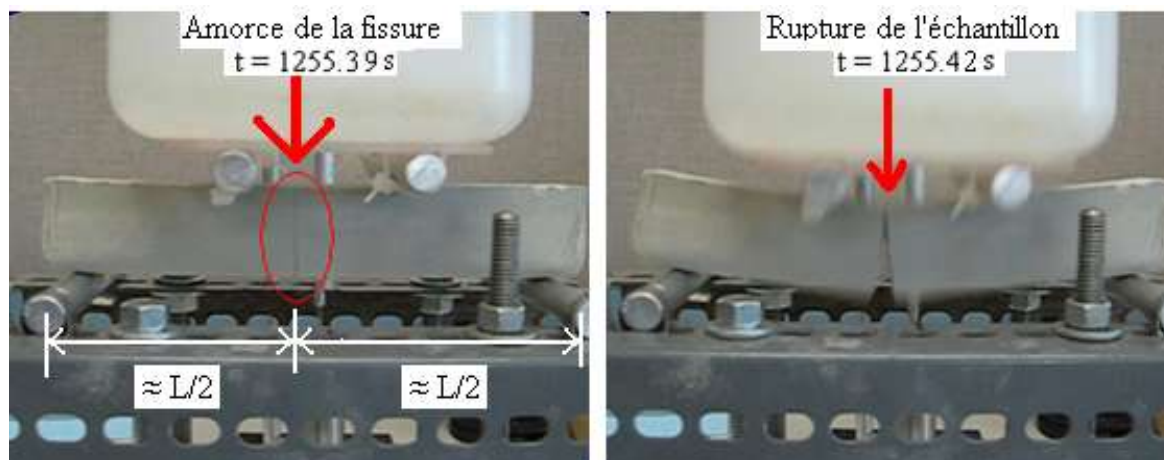


Figure 4-3 : Rupture d'un échantillon de résidu Malartic avec $w = 0,2\%$; série Ma-40, essai No 2-M.

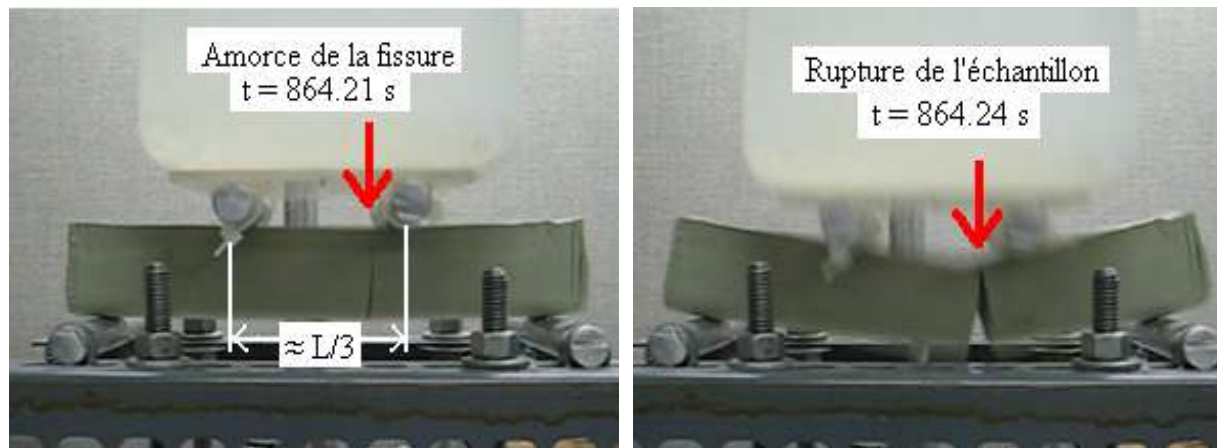


Figure 4-4 : Rupture d'un échantillon de résidu Goldex avec $w = 6,9\%$; série Go-39, essai No 4-G.

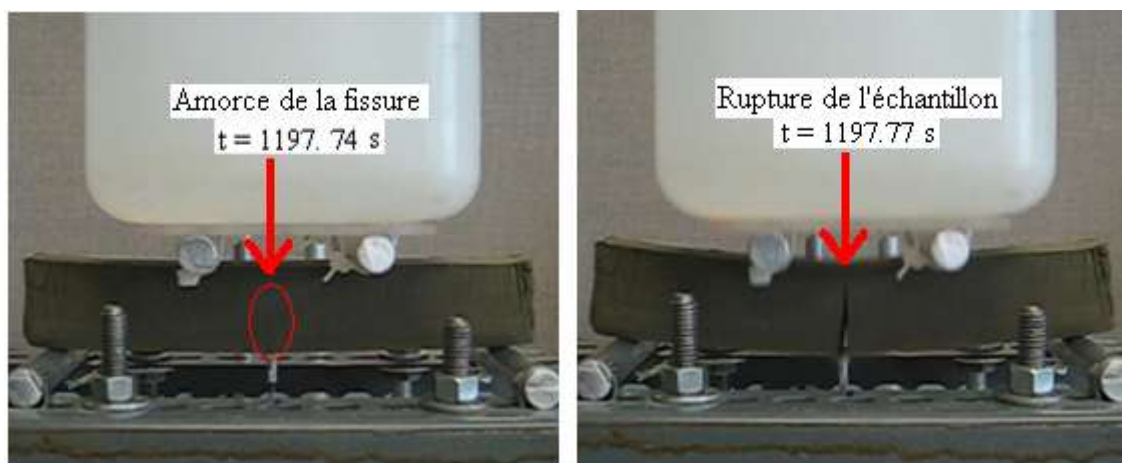


Figure 4-5 : Rupture d'un échantillon de résidu Bulyanhulu avec $w = 22,1\%$; série 1-B, essai No 8-B.

Par la suite, on considérera que le temps d'amorce de la fissure est le même que celui de la rupture de l'éprouvette afin de faciliter l'analyse des résultats des essais de flexion; cette simplification n'est pas très loin de la réalité.

Les résultats de base d'un essai de flexion comprennent : la charge maximale appliquée à la rupture F_{\max} , le déplacement subi aux fibres inférieures et/ou supérieures de l'éprouvette en fonction du temps et la durée de la mise en charge t_f pendant l'essai. Les données de calibration du capteur du déplacement ainsi que les données de tension recueillies lors des essais de flexion sont présentées aux annexes 4.3 et 4.4. Le déplacement en fonction du temps a été calculé en utilisant les équations de calibration du capteur (voir programme d'essais à l'annexe 4.5).

Aux tableaux 4-3 à 4-9, les résultats des essais de flexion sont présentés selon le déplacement maximal $\delta_{t \max}$ (mm) à la fibre inférieure (et à la fibre supérieure $\delta_{c \max}$ pour la série Ma-35) de l'éprouvette, la force maximale appliquée F_{\max} (N) et le temps pour atteindre la rupture t_f . Dans tous les essais, la force maximale appliquée représente le poids de la plaquette avec les tiges d'application de la charge (placés au-dessus de l'échantillon) et le poids du récipient d'eau qui a provoqué la rupture. La vitesse de chargement V est définie comme le rapport entre le poids appliqué à la rupture (N), mesuré à l'aide d'une balance, et le temps de chargement t_f (s). Cette vitesse est contrôlée manuellement à l'aide de la valve installée au bas de la colonne à charge

constante (réservoir d'alimentation). Ceci peut produire différentes vitesses entre les essais (usuellement avec un écart inférieur à 0,003 N/s). D'après les travaux d'Ammeri (2009), la vitesse d'application de la charge a une certaine influence sur la valeur de la résistance à la traction qui augmente avec l'augmentation de la vitesse. Cependant, il n'existe pas de vitesse recommandée pour ce type d'essai dans la littérature, sauf pour les cas de sols cimentés (vitesse pour que la contrainte générée à la fibre inférieure augmente d'environ $11,5 \pm 0,7$ kPa/s, voir ASTM D1635, 2006). La vitesse de chargement lors des essais sur les résidus correspond à une valeur moyenne de 0,011 N/s, 0,015 N/s, 0,013 N/s et 0,016 N/s pour les séries Ma-40, Ma-50, Ma-35 et Ma(L)-39 des résidus Malartic et $V \cong 0,014$ N/s pour les résidus Goldex et les résidus Bulyanhulu. Ces valeurs sont montrées aux tableaux 4-3 à 4-9 :

Tableau 4-3 : Caractéristiques et résultats des essais de flexion de la série Ma-40 sur les résidus Malartic (Osisko) préparés à une teneur en eau initiale $w_0 = 40\%$ ($e_0 = 1,0$).

Essai	w (%)	e (-)	F_{\max} (N)	$\delta_{t \max}$ (mm)	t_f (s)	V (N/s)
1-M	0,1	0,83	11,6	0,04	1308	0,009
2-M	0,2	0,87	11,6	0,04	1256	0,009
3-M	3,1	0,81	25,2	0,36	3390	0,007
4-M	5,4	0,85	22,5	0,45	3000	0,008
5-M	7,9	0,81	23,0	0,65	1597	0,014
6-M	8,3	0,83	21,8	0,60	1862	0,012
7-M	11,7	0,83	24,1	0,77	2002	0,012
8-M	11,9	0,86	25,0	0,87	2320	0,011
9-M	12,8	0,83	23,6	0,89	3334	0,007
10-M	13,4	0,82	23,8	0,73	2318	0,010
11-M	13,8	0,82	24,0	0,77	3563	0,007
12-M	15,6	0,86	18,8	0,71	2511	0,007
13-M	16,5	0,85	21,2	1,07	1603	0,013
14-M	16,6	0,84	22,1	0,89	1701	0,013
15-M	21,5	0,84	17,2	1,18	1283	0,013
16-M	22,9	0,86	16,1	0,87	910	0,018
e moyen		0,84	Vitesse moyenne		\bar{V} (N/s)	0,011

Tableau 4-4 : Caractéristiques et résultats des essais de flexion de la série Ma-50 sur les résidus Malartic (Osisko) préparés à une teneur en eau initiale $w_0 = 50\%$ ($e_0 = 1,3$).

Essai	w (%)	e (-)	F_{\max} (N)	$\delta_{t \max}$ (mm)	t_f (s)	V (N/s)
17-M	0,2	0,94	3,7	0,069	242	0,015
18-M	15,7	0,91	14,0	0,694	852	0,016
19-M	22,2	0,96	12,6	1,219	977	0,013
20-M	22,4	0,91	10,4	1,033	756	0,014
21-M	28,0	0,92	10,3	2,058	667	0,015
e moyen		0,93	Vitesse moyenne		\bar{V} (N/s)	0,015

Tableau 4-5 : Caractéristiques et résultats des essais de flexion de la série Ma-35 sur les résidus Malartic (Osisko) préparés à une teneur en eau initiale $w_0 = 35\%$ ($e_0 = 0,87$).

Essai	w (%)	e (-)	F _{max} (N)	δ _{t max} (mm)	δ _{c max} (mm)	t _f (s)	V (N/s)
22-M	0,2	0,77	5,0	0,172	0,073	369	0,014
23-M	12,0	0,62	23,9	0,917	0,602	2211	0,011
24-M	18,6	0,80	21,2	0,967	0,699	1389	0,015
25-M	21,4	0,77	23,7	1,714	1,599	2094	0,011
26-M	22,1	0,80	18,2	1,172	0,877	1566	0,012
27-M	23,3	0,81	19,0	1,607	1,537	1393	0,014
e moyen		0,76	Vitesse moyenne			Ȑ (N/s)	0,013

Tableau 4-6 : Caractéristiques et résultats des essais de flexion de la série Ma(L)-39 sur les résidus Malartic « lavés » préparés à une teneur en eau initiale $w_0 = 39\%$ ($e_0 = 1,0$).

Essai	w (%)	e (-)	F_{\max} (N)	$\delta_{t \max}$ (mm)	t_f (s)	V (N/s)
28-M	0,05	0,89	5,9	0,045	366	0,016
29-M	1,19	0,89	13,9	0,196	983	0,014
30-M	1,99	0,83	15,2	0,184	944	0,016
31-M	12,40	0,82	14,3	0,751	882	0,016
32-M	20,77	0,81	9,8	1,112	608	0,016
33-M	25,93	0,83	10,0	1,676	698	0,014
34-M	27,01	0,83	7,8	2,641	478	0,016
e moyen		0,84	Vitesse moyenne		\bar{V} (N/s)	0,016

Tableau 4–7 : Caractéristiques et résultats des essais de flexion de la série Go-39 sur les résidus Goldex préparés à une teneur en eau initiale $w_0 = 39\%$ ($e_0 = 1,0$).

Essai	w (%)	e (-)	F_{\max} (N)	$\delta_{t \max}$ (mm)	t_f (s)	V (N/s)
1-G	0,05	0,78	13,17	0,030	953	0,014
2-G	0,38	0,77	12,87	0,045	866	0,015
3-G	1,72	0,80	18,13	0,251	1219	0,015
4-G	6,86	0,80	12,74	0,346	864	0,015
5-G	11,32	0,78	13,11	0,737	997	0,013
6-G	15,05	0,81	11,24	0,828	749	0,015
7-G	21,06	0,78	7,99	1,277	537	0,015
8-G	21,70	0,77	7,88	1,176	489	0,016
e moyen		0,79	Vitesse moyenne		\bar{V} (N/s)	0,015

Tableau 4–8 : Caractéristiques et résultats des essais de flexion de la série Go-33 sur les résidus Goldex préparés à une teneur en eau initiale $w_0 = 33\%$ ($e_0 = 0,84$).

Essai	w (%)	e (-)	F_{\max} (N)	$\delta_{t \max}$ (mm)	t_f (s)	V (N/s)
9-G	0,7	0,76	13,4	0,04	858	0,016
10-G	0,9	0,72	13,7	0,05	1248	0,011
11-G	1,0	0,75	18,4	0,09	1265	0,015
12-G	1,4	0,77	22,7	0,18	1707	0,013
13-G	1,6	0,75	20,0	0,17	1602	0,012
14-G	2,3	0,73	20,5	0,11	1724	0,012
15-G	4,4	0,73	22,7	0,35	1783	0,013
16-G	6,2	0,75	18,3	0,30	1427	0,013
17-G	6,9	0,72	19,5	0,39	1396	0,014
18-G	8,0	0,73	17,6	0,34	1263	0,014
19-G	8,6	0,71	18,6	0,43	1378	0,014
20-G	10,3	0,77	12,6	0,37	820	0,015
21-G	10,7	0,72	15,5	0,58	1057	0,015
22-G	11,9	0,74	16,0	0,68	1038	0,015
23-G	13,5	0,68	11,5	0,59	893	0,013
24-G	18,0	0,77	9,8	0,82	703	0,014
25-G	21,6	0,72	10,0	1,68	720	0,014
e moyen		0,74	Vitesse moyenne		\bar{V} (N/s)	0,014

Tableau 4–9 : Caractéristiques et résultats des essais de flexion de la série Bu-42 sur les résidus Bulyanhulu préparés à une teneur en eau initiale $w_0 = 42\%$ ($e_0 = 1,2$).

Essai	w (%)	e (-)	F_{\max} (N)	$\delta_{t \max}$ (mm)	t_f (s)	V (N/s)
1-B	0,4	0,83	23,8	0,02	1740	0,014
2-B	3,2	0,81	35,6	0,23	2619	0,014
3-B	5,5	0,82	34,1	0,46	2460	0,014
4-B	7,8	0,83	33,7	0,49	2669	0,013
5-B	15,0	0,82	27,1	0,81	2051	0,013
6-B	15,2	0,80	24,5	0,62	1700	0,014
7-B	20,8	0,80	22,3	1,01	1568	0,014
8-B	22,1	0,80	17,9	1,05	1198	0,015
e moyen		0,81	Vitesse moyenne		\bar{V} (N/s)	0,014

La relation mesurée entre la force appliquée F et le déplacement aux fibres inférieures δ_t de chaque éprouvette durant les essais de flexion est présentée aux figures 4–6 à 4–12. On observe sur ces graphiques que cette relation entre la force appliquée et le déplacement est curviligne. La pente de ces relations tend à diminuer lorsque la teneur en eau augmente.

On note également que la force nécessaire pour générer la rupture de l'éprouvette tend à augmenter avec la teneur en eau w jusqu'à une certaine valeur; une fois cette teneur en eau dépassée, la force requise pour générer la rupture de l'échantillon diminue avec la teneur en eau qui augmente. Cette tendance semble un peu moins claire pour les résidus Malartic (série Ma-40), ce qui pourrait être dû aux différences de vitesse d'application de la charge pour les échantillons ayant une teneur en eau w variant entre 8% et 14%.

Les valeurs de la force maximale F_{\max} (mesurées à la rupture) varient entre 4 N et 25 N pour le résidu Malartic, entre 14 N et 24 N pour le résidu Goldex et 25 N et 35 N pour le résidu Bulyanhulu respectivement. Ces limites dépendent notamment de la teneur en eau w du spécimen. Lorsqu'on compare les valeurs de F_{\max} mesurées pour la série de référence Ma-40 et celles mesurées pour la série Ma(L)-39, on constate qu'il y a une diminution d'environ 40% dans ce dernier cas (voir aussi tableaux 4–3 et 4–6).

On remarque que le déplacement vertical des échantillons varie aussi en fonction de la teneur en eau. Plus la teneur en eau w est élevée, plus le déplacement à la rupture est prononcé. Ces valeurs

peuvent atteindre 2,6 mm pour le résidu Malartic (série Ma(L)-39) à une teneur en eau $w = 27\%$, 1,7 mm pour le résidu Goldex (série Go-33) et 1,1 mm pour le résidu Bulyanhulu (série Bu-42) à $w = 22\%$. Ce déplacement affecte le module de Young E du matériau (i.e. ou le module de rigidité $G = E / [2(1+\nu)]$) qui sera déterminé plus loin dans ce chapitre.

Lorsqu'on compare les résultats des trois séries d'essais sur les résidus Malartic réalisés à des teneurs en eau initiales et des indices des vides différents, on note que la force nécessaire pour causer la rupture des éprouvettes des séries Ma-50 (avec $e_0 = 1,3$) et Ma(L)-39 (avec $e_0 = 1,0$) est proche de 15 kN, tandis que cette valeur est proche de 25 kN pour les deux autres séries (Ma-40 avec $e_0 = 1,0$ et Ma-35 $e_0 = 0,87$). On remarque aussi que la pente des courbes (pour une teneur en eau w donnée) dépend de la teneur en eau initiale w_0 du résidu. Ainsi, la pente de la courbe F vs δ est plus élevée pour la série Ma-35 (p. ex. avec $w \approx 20\%$) que pour la série Ma-40 ou encore Ma-50 (pour la même w). Cela signifie que pour une force donnée F , les spécimens plus denses subissent des déplacements plus petits.

Si l'on compare les résultats obtenus à partir de la série de référence Ma-40 avec ceux obtenus de la série Ma(L)-39, dont les éprouvettes ont été préparées pratiquement à la même teneur en eau initiale w_0 , on voit qu'il y a une réduction significative de la force appliquée à la rupture (pour une même teneur en eau w). Toutefois, les déplacements mesurés à la rupture sont similaires pour ces deux séries. Les caractéristiques de l'eau interstitielle auraient donc une influence sur la réponse des résidus.

Les mêmes tendances observées pour les résidus Malartic sont constatées pour les résidus Goldex. La pente des courbes est plus abrupte pour la série Go-33 que pour la série Go-39. En général, on remarque aussi que les valeurs de la force à la rupture sont légèrement plus élevées pour la série Go-33 ($e_0 = 0,84$ en comparaison avec $e_0 = 1,0$ pour la série Go-39). Les valeurs du déplacement à la rupture $\delta_{t \max}$ sont assez semblables dans les deux cas.

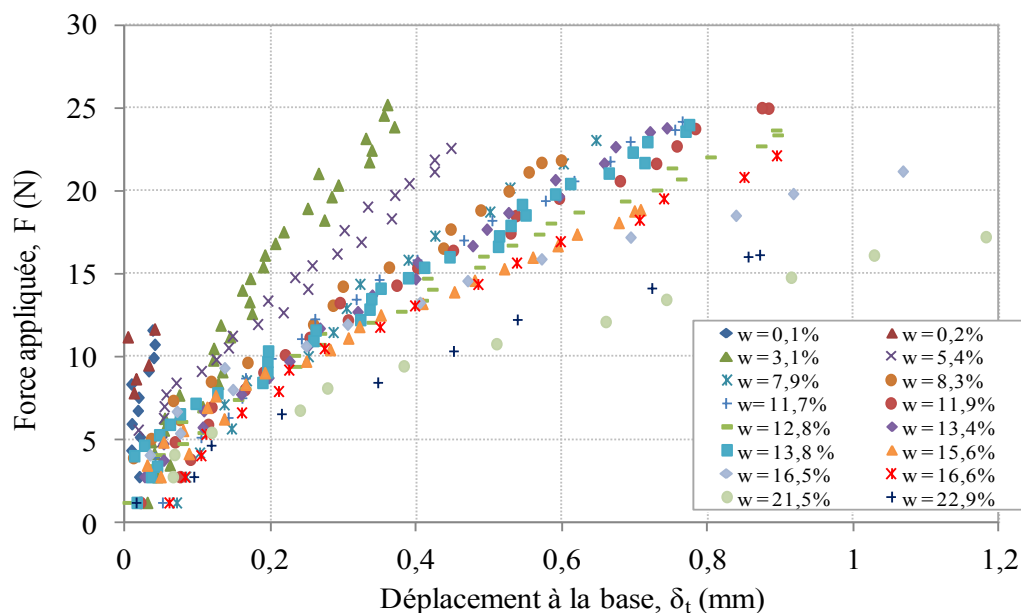


Figure 4–6 : Résultats de la série d’essais de flexion Ma-40 sur les résidus Malartic ($w_0 = 40 \%$, $e_0 = 1,0$); évolution du déplacement à la base de l’éprouvette δ_t en fonction de la force appliquée F ; (voir valeurs des indices des vides e de l’essai au tableau 4–3)

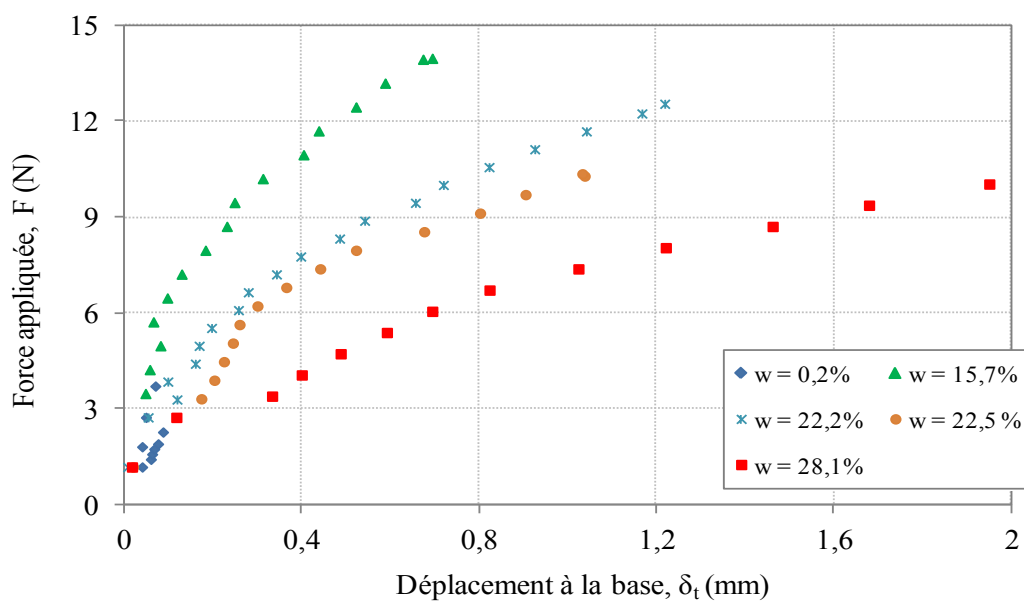


Figure 4–7 : Résultats de la série d’essais de flexion Ma-50 sur les résidus Malartic ($w_0 = 50 \%$, $e_0 = 1,3$); évolution du déplacement à la base de l’éprouvette δ_t en fonction de la force appliquée F (voir valeurs des indices des vides e de l’essai au tableau 4–4).

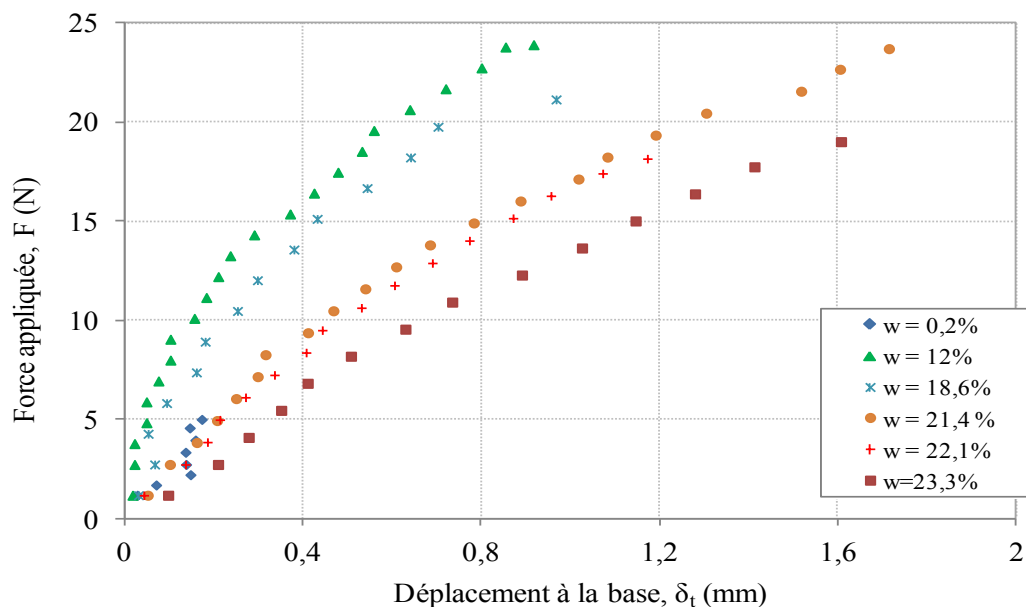


Figure 4-8 : Résultats de la série d'essais de flexion Ma-35 sur les résidus Malartic ($w_0 = 35\%$, $e_0 = 0,87$); évolution du déplacement à la base de l'éprouvette δ_t en fonction de la force appliquée F (voir valeurs des indices des vides e de l'essai au tableau 4-5).

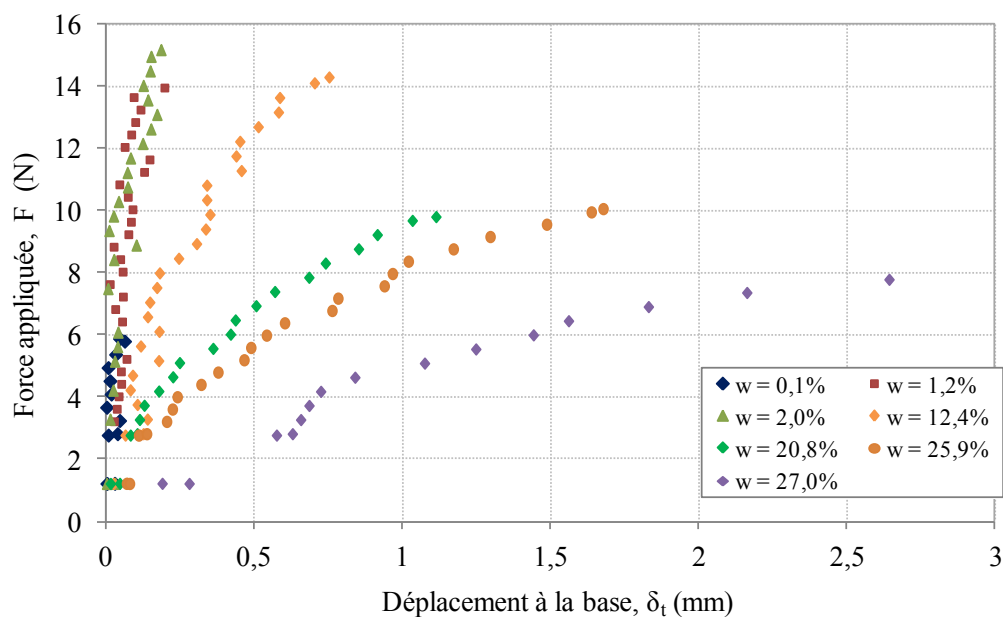


Figure 4-9 : Résultats de la série d'essais de flexion Ma(L)-39 sur les résidus Malartic lavés ($w_0 = 39\%$; $e_0 = 1,0$); évolution du déplacement à la base de l'éprouvette δ_t en fonction de la force appliquée F (voir valeurs des indices des vides e de l'essai au tableau 4-6).

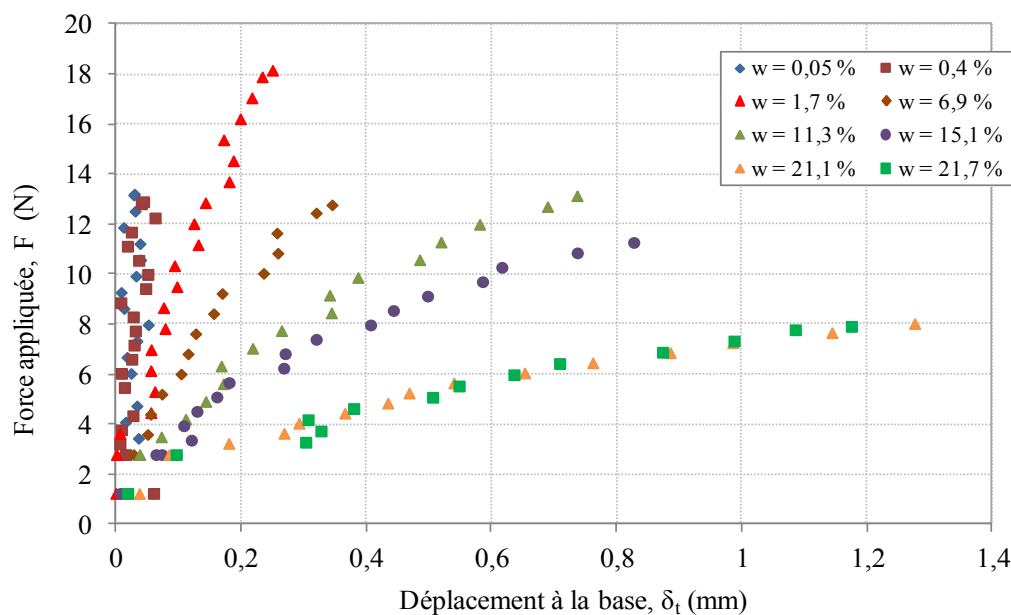


Figure 4-10 : Résultats de la série d'essais de flexion Go-39 sur les résidus Goldex ($w_0 = 39 \%$; $e_0 = 1,0$); évolution du déplacement à la base de l'éprouvette δ_t en fonction de la force appliquée F (voir valeurs des indices des vides e de l'essai au tableau 4-7).

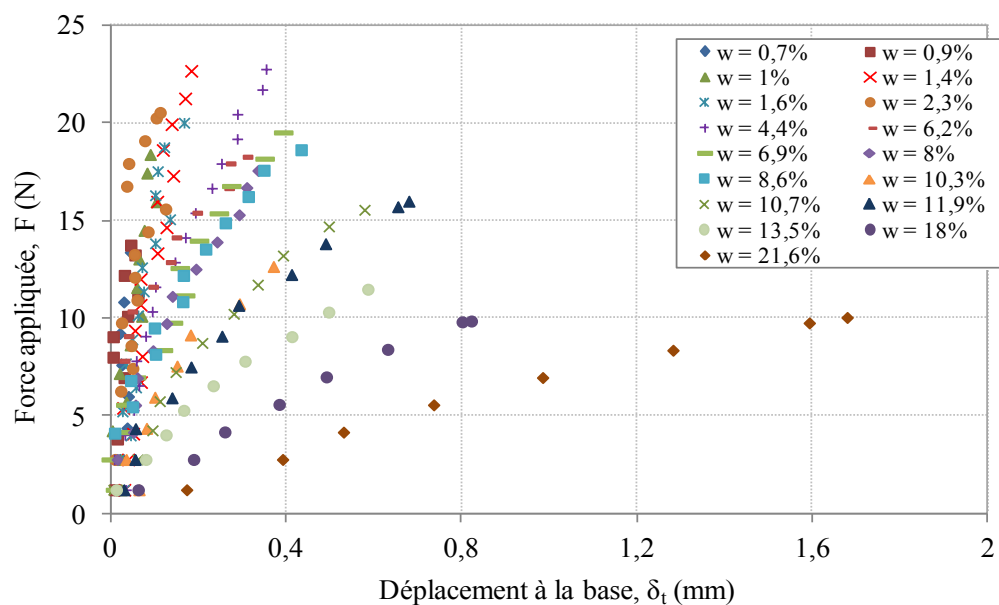


Figure 4-11 : Résultats de la série d'essais de flexion Go-33 sur les résidus Goldex ($w_0 = 33 \%$, $e_0 = 0,84$); évolution du déplacement à la base de l'éprouvette δ_t en fonction de la force appliquée F (voir valeurs des indices des vides e de l'essai au tableau 4-8).

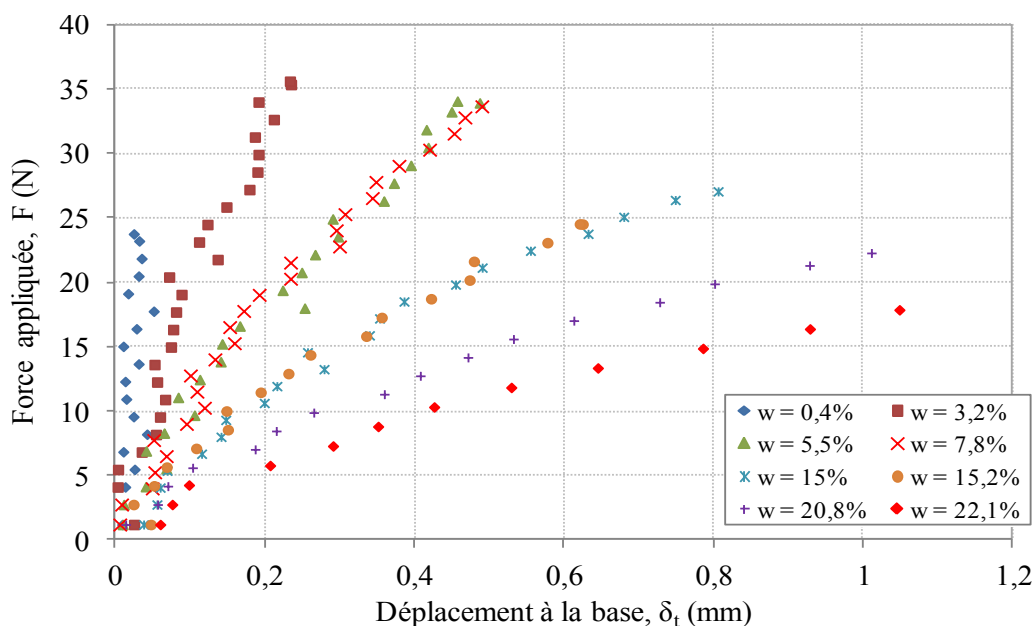


Figure 4–12 : Résultats de la série d’essais de flexion Bu-42 sur les résidus Bulyanhulu ($w_0 = 42\%$, $e_0 = 1,2$); évolution du déplacement à la base de l’éprouvette δ_t en fonction de la force appliquée F (voir valeurs des indices des vides e de l’essai au tableau 4–9).

• Équation de la relation F - δ

Les résultats d’un essai représentatif (essai No. 8-M de la série Ma-40) servent à illustrer à la figure 4–13a l’application d’une relation entre le déplacement mesuré en bas de l’éprouvette δ_t et la force appliquée durant le chargement F . Cette relation est exprimée par une courbe de tendance qui suit une loi de puissance de la forme suivante :

$$F = a\delta_t^m \quad (4-1)$$

où F est exprimé en Newtons et δ_t en mm; a et m sont des paramètres d’ajustement. On suppose ici que le déplacement vertical $\delta_t = 0$ pour $F = 0$.

Sur la figure 4–13b, on observe l’évolution de la force appliquée en fonction du temps t pour l’essai 8-M (série Ma-40). Cette charge F a donc été appliquée à un taux pratiquement constant durant l’essai de flexion. Par contre, ce taux d’application peut varier d’un essai à l’autre. Ce taux présenté sur la figure 4–13b représente la vitesse de chargement V (présentée précédemment aux

tableaux 4-3 à 4-9). Pour tous les essais, la force appliquée F à $t = 0$ est égale à zéro puisqu'on n'a pas tenu compte du poids propre de l'éprouvette.

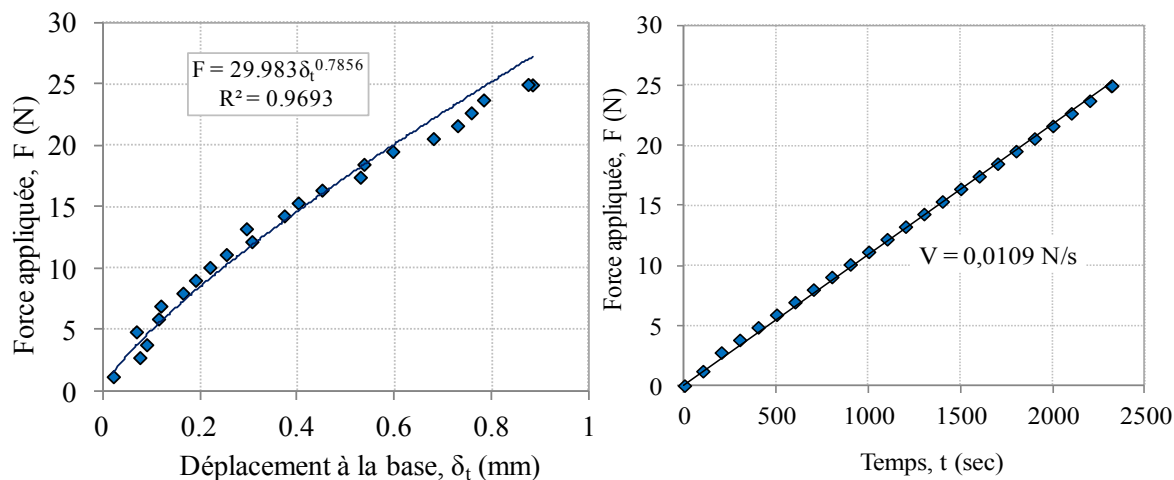


Figure 4-13 : Exemple de relations entre la force appliquée et a) le déplacement à la base de l'éprouvette; b) le temps de chargement; essai 8-M de la série Ma-40 sur les résidus Malartic (Osisko) avec $e_0 = 1,0$.

Sur la figure 4-13a, on voit que la relation entre la force appliquée durant l'essai et le déplacement induit ne suit pas un comportement linéaire. On peut en déduire que la relation contrainte-déformation n'est pas tout à fait linéaire.

Des courbes de tendance, suivant la loi de puissance (équ. 4-1), ont été tracées pour tous les essais sur les résidus afin d'aider à analyser le lien entre la force F et le déplacement à la base de l'éprouvette δ_t (figures 4-6 à 4-12). Les paramètres a et m de l'équation 4-1 sont présentés aux tableaux 4-10 à 4-12 en fonction de la teneur en eau (du degré de saturation et de l'indice des vides) pour chaque série d'essais. Ces relations sont également illustrées aux figures 4-14 et 4-15.

Tableau 4-11 : Valeurs des paramètres a et m de l'équation 4-1 en fonction de la teneur en eau w , du degré de saturation S_r et de l'indice des vides e pour les essais sur les résidus Goldex.

Série Go-39 ($e_0 = 1,0$)							Série Go-33 ($e_0 = 0,84$)						
Essai	w (%)	S_r (%)	e (-)	a	m	R^2	Essai	w (%)	S_r (%)	e (-)	a	m	R^2
1-G	0,1	0,2	0,78	23,65	0,33	0,07	9-G	0,7	2,53	0,76	323,11	1,11	0,56
2-G	0,4	1,4	0,77	16,63	0,24	0,07	10-G	0,9	3,50	0,72	37,53	0,42	0,26
3-G	1,7	6,0	0,80	38,50	0,58	0,97	11-G	1,0	3,62	0,75	55,90	0,61	0,46
4-G	6,9	23,6	0,80	29,98	0,71	0,97	12-G	1,4	5,14	0,77	219,86	1,25	0,79
5-G	11,3	40,1	0,78	16,80	0,61	0,98	13-G	1,6	5,75	0,75	158,79	1,06	0,74
6-G	15,1	51,6	0,81	12,52	0,51	0,98	14-G	2,3	8,58	0,73	84,13	0,66	0,67
7-G	21,1	74,9	0,78	7,34	0,50	0,97	15-G	4,4	16,73	0,73	47,14	0,71	0,80
8-G	21,7	77,7	0,77	7,10	0,46	0,97	16-G	6,2	22,86	0,75	29,26	0,37	0,98
							17-G	6,9	26,61	0,72	21,89	0,38	0,71
							18-G	8,0	30,18	0,73	34,13	0,62	0,97
							19-G	8,6	33,94	0,71	25,34	0,43	0,94
							20-G	10,3	37,10	0,77	32,07	0,85	0,72
							21-G	10,7	41,02	0,72	21,65	0,61	0,97
							22-G	11,9	44,66	0,74	23,89	0,74	0,94
							23-G	13,5	55,31	0,68	15,37	0,61	0,99
							24-G	18,0	64,99	0,77	12,07	0,84	0,99
							25-G	21,6	82,73	0,72	6,68	0,93	0,99

Tableau 4–12 : Valeur des paramètres a et m de l'équation 4–1 en fonction de la teneur en eau w , du degré de saturation S_r et de l'indice des vides e pour les essais sur les résidus Bulyanhulu.

Série Bu-42 ($e_0 = 1,2\%$)						
Essai	w (%)	S_r (%)	e (-)	a	m	R^2
1-B	0,4	1,39	0,83	231,97	0,79	0,30
2-B	3,2	11,77	0,81	69,24	0,58	0,66
3-B	5,5	19,88	0,82	60,42	0,76	0,97
4-B	7,8	27,38	0,83	57,11	0,73	0,96
5-B	15,0	53,49	0,82	39,31	0,86	0,94
6-B	15,2	55,49	0,80	38,17	0,79	0,89
7-B	20,8	76,29	0,80	23,32	0,68	0,99
8-B	22,1	80,69	0,80	19,00	0,80	0,94

Les courbes de tendance avec un coefficient de détermination R^2 inférieur à 0,7 n'ont pas été considérées lors de l'analyse car les relations sont jugées non représentatives. Une valeur maximale de 1,0 a été imposée au paramètre m afin d'obtenir la courbure vers le bas, caractéristique des relations observées aux figures 4–6 et 4–12. À noter qu'une valeur de m proche de l'unité indique que la relation $F - \delta_t$ est presque linéaire.

Sur les tableaux 4–10 à 4–12, on remarque que le coefficient de détermination R^2 correspondant à cette relation (équ. 4–1) est faible (proche de zéro) pour les essais à faible degré de saturation. Cela est dû aux imprécisions dans la mesure du déplacement des éprouvettes quasi sèches lors de l'essai de flexion. Le déplacement mesuré en bas des spécimens plus 'secs' ($S_r < 4\%$) est très faible, autour de 0,1 mm avec une erreur de $\pm 0,05$ (due à la précision du LVDT utilisé). Cela représente un pourcentage d'erreur de 50% (et plus pour certains essais). De plus, des épisodes de décollement du LVDT de la surface des spécimens 'secs' ont été observés.

Le coefficient de détermination R^2 entre la force appliquée F , exprimée en Newtons, et le déplacement à la base de l'éprouvette, exprimé en mm, varie de 0,91 à 0,99 pour les trois séries de résidus Malartic (avec $S_r \geq 10\%$), de 0,7 à 0,9 pour Goldex (avec $S_r \geq 6\%$), et de 0,9 à 0,99 pour les résidus Bulyanhulu (avec $S_r \geq 20\%$). Cette gamme de valeurs indique une bonne relation entre ces deux variables correspondant à l'équation 4–1.

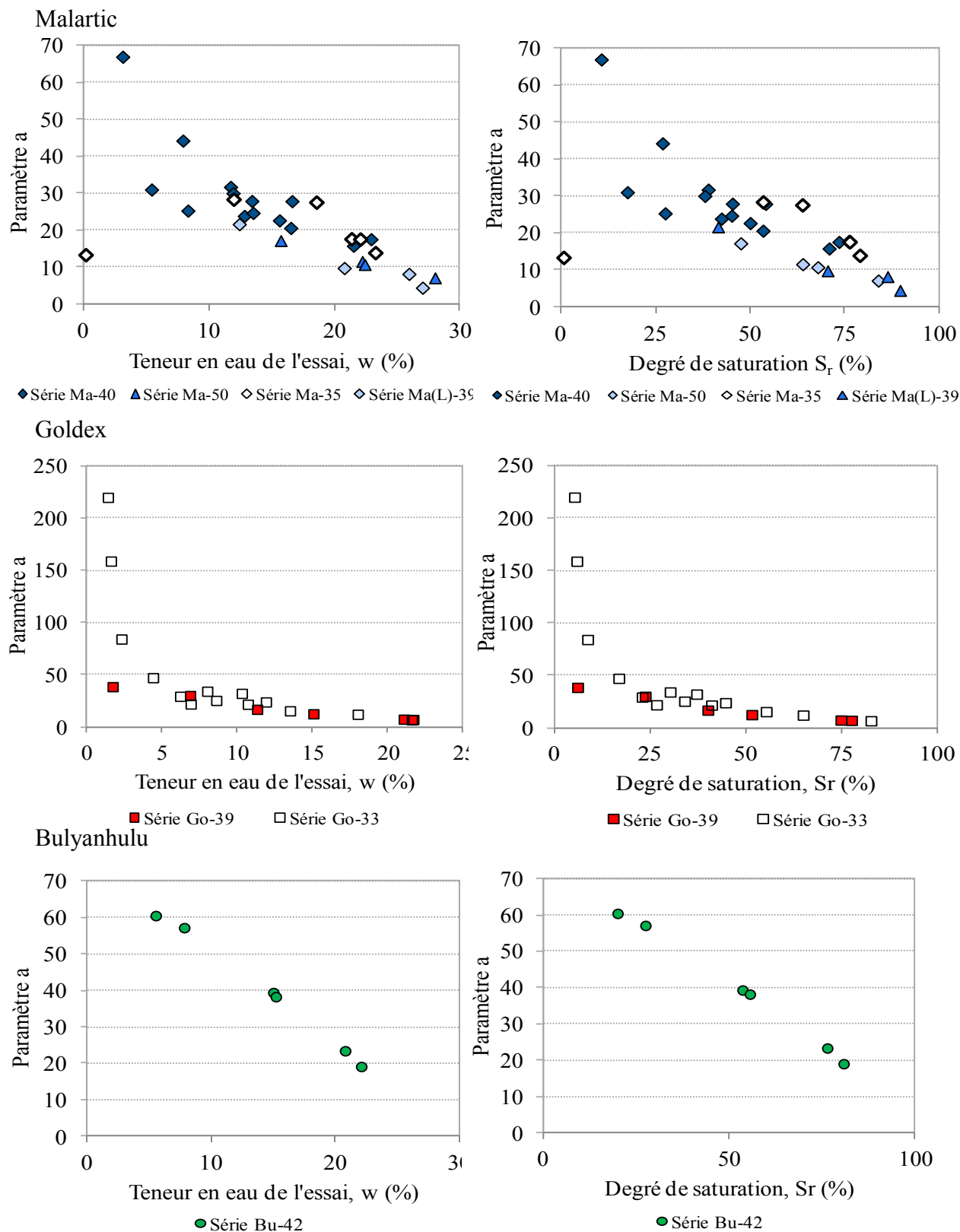


Figure 4-14 : Variation du paramètre a (équ. 4-1) en fonction de la teneur de l'essai w , du degré de saturation S_r et de la teneur en eau initiale w_0 des résidus testés.

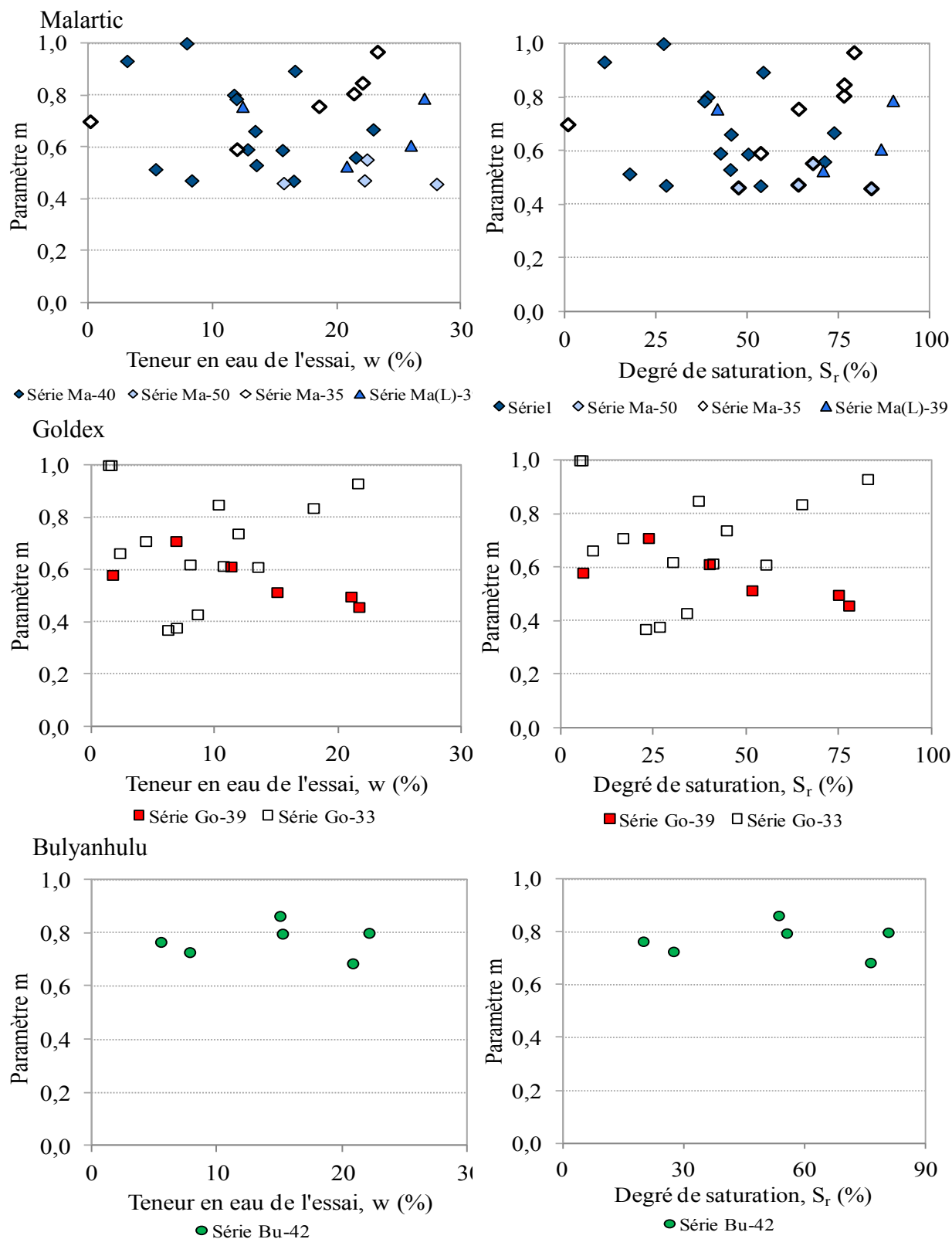


Figure 4-15 : Variation du paramètre m (éq. 4-1) en fonction de la teneur de l'essai w , du degré de saturation S_r et de la teneur en eau initiale w_0 des résidus testés.

Sur la figure 4–14, on observe que les courbes présentent une valeur maximale du paramètre a à de valeurs du degré de saturation relativement faibles. Ce coefficient a (qui représente la rigidité) tend à diminuer lorsque le degré de saturation S_r (ou la teneur en eau w) augmente. Cela indique que la pente des relations entre la force F et le déplacement δ dépend fortement de w (de l'essai), avec une rigidité qui diminue avec la teneur en eau.

À la figure 4–15, on observe que les valeurs de l'exposant m (qui reflète la courbure de la relation F - δ_t) sont inférieures à 1 en général et supérieures à 0,35. L'exposant m varie entre 0,5 et 0,9 pour la série Ma-40, entre 0,45 et 0,55 pour la série Ma-50, entre 0,6 et 1,0 pour la série Ma-35 et entre 0,5 et 0,8 pour la série Ma(L)-39. Pour les résidus Goldex, m oscille entre 0,4 et 0,7 pour la série Go-39 et entre 0,35 et 1,0 pour la série Go-33. Le paramètre m de la série Bu-42 (résidu Bulyanhulu) varie dans un intervalle de 0,6 à 0,85. On note également que le coefficient m est quasi-constant pour la série Bu-42. Il ne semble pas exister un lien clairement établi entre l'exposant m et la teneur en eau w (ou le degré de saturation S_r).

Lorsqu'on compare les valeurs de a et m entre les différentes séries d'essais pour un même résidu (différentes teneurs en eau initiales), on remarque que l'ordre de grandeur de ces deux variables est le même. Les résultats suggèrent que la valeur du coefficient a est peu affectée par la teneur en eau initiale w_0 . La valeur de l'exposant m ne suit apparemment aucune tendance liée à la teneur en eau initiale w_0 pour les résidus Malartic et Goldex.

La figure 4–16 présente les valeurs de déplacement mesuré au bas des éprouvettes à la rupture $\delta_{t\max}$ en fonction de la teneur en eau w et du degré de saturation S_r pour les trois résidus testés. On constate que le déplacement à la rupture $\delta_{t\max}$ augmente avec la teneur en eau de l'essai w (ou S_r). Pour les trois résidus, le déplacement à la rupture $\delta_{t\max}$ semble directement proportionnel au degré de saturation S_r jusqu'à une valeur de S_r d'environ 50% (ou plus); la relation semble devenir non linéaire à un degré de saturation plus élevé. Toutefois, la tendance observée pour $\delta_{t\max}$ n'est pas clairement définie lorsqu'on regarde l'ensemble des résultats.

Tel que mentionné auparavant, les valeurs de déplacement à la rupture $\delta_{t\max}$ mesurées sont du même ordre de grandeur pour les trois types de résidus, mais les valeurs de $\delta_{t\max}$ obtenues pour les résidus Bulyanhulu sont les plus faibles, en raison notamment de leur rigidité plus élevée.

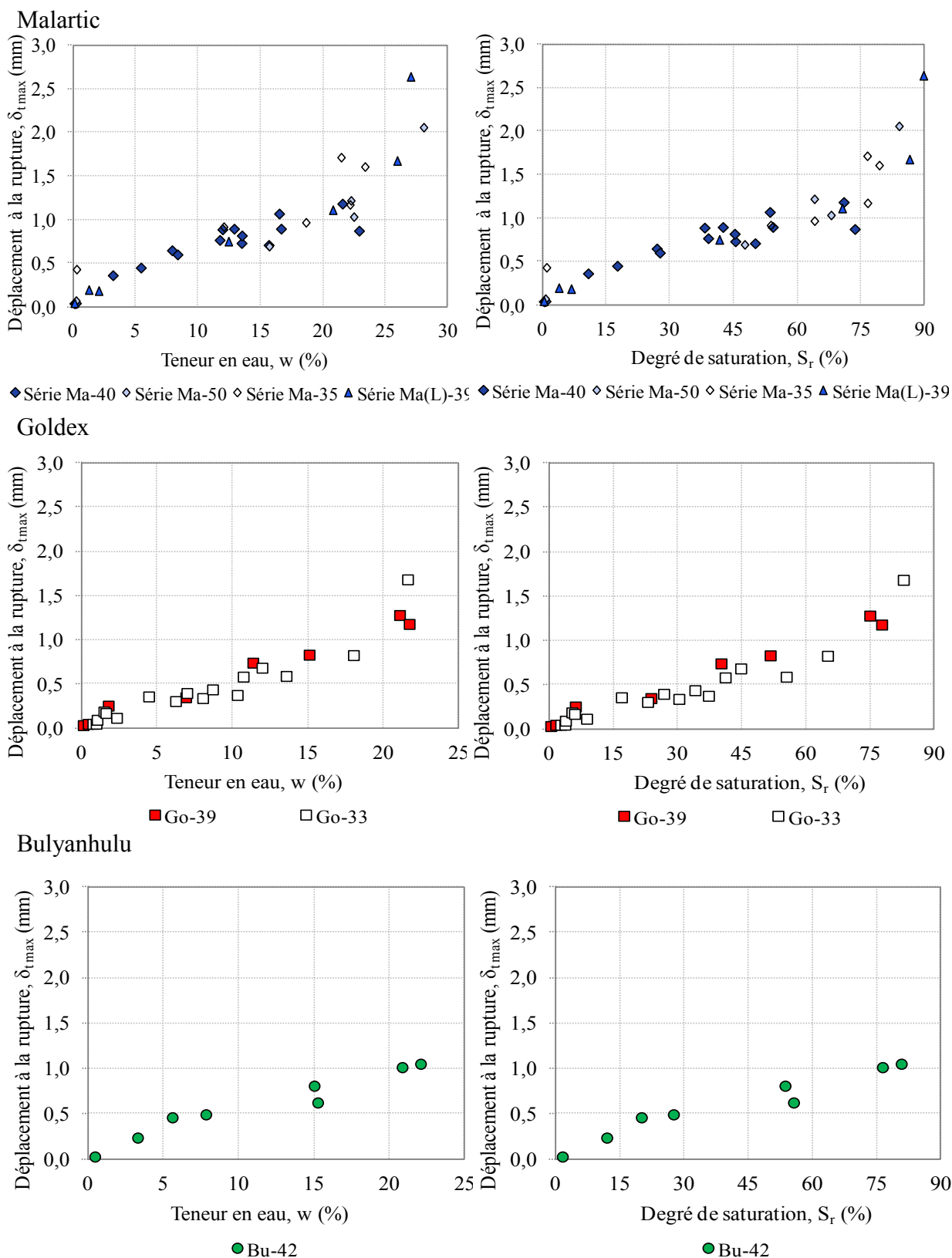


Figure 4-16 : Variation du déplacement de traction à la rupture (δ_{tmax}) en fonction de la teneur en eau w et du degré de saturation S_r des trois résidus testés.

À la figure 4-16, on voit que le déplacement à la rupture $\delta_{t \max}$ mesuré au bas de l'éprouvette est très proche de zéro à l'état quasi sec. La valeur maximale de $\delta_{t \max}$ varie entre 1,2 mm et 2,7 mm à $S_r > 75\%$ pour les séries Ma-40, Ma-50, Ma-35 et Ma(L)-39. Pour les résidus Goldex, des valeurs maximales de $\delta_{t \max}$ variant entre 1,3 mm et 1,7 mm (proche de la saturation) ont été mesurés lors des séries Go-39 et Go-33. Les résidus Bulyanhulu (série Bu-42) ont subi des déplacements $\delta_{t \max}$ allant jusqu'à 1,1 mm (à $S_r \approx 80\%$). Ces résultats confirment que la rigidité des résidus (liée au module de Young E) diminue lorsque le degré de saturation augmente. Cet aspect sera revu plus loin dans ce chapitre.

Lorsqu'on compare les résultats obtenus pour un même résidu préparé à différentes teneurs en eau initiales w_0 (résidus Malartic et Goldex), on remarque qu'ils ont assez semblables. Ceci pourrait indiquer que la teneur en eau de préparation des éprouvettes (ou l'indices des vides initial e_0) n'a pas une influence significative sur le déplacement à la rupture $\delta_{t \max}$ des échantillons non saturés. Les résultats des séries Ma-40 et Ma(L)-39 indiquent que l'eau interstitielle des résidus n'a pas un impact marqué sur le déplacement mesuré à la rupture $\delta_{t \max}$.

4.4 Résistance en traction et déformation à la rupture

4.4.1 Résistance en traction en fonction du degré de saturation selon la solution élastique

Les résultats des essais de flexion ont été analysés dans un premier temps selon la méthode élastique décrite au chapitre 2. Comme le déplacement de l'échantillon aux fibres supérieures n'a pas été mesuré (sauf dans la série Ma-35 des résidus Malartic), on a adopté l'hypothèse qu'il est égal à celui mesuré aux fibres inférieures ($\delta_t = \delta_c$). Ce déplacement étant très petit, cette hypothèse n'a pas pu être confirmée visuellement ou à l'aide des enregistrements.

Selon cette approche l'échantillon se déformerait donc de la même façon en compression et en tension jusqu'à la rupture ($\varepsilon_t = \varepsilon_c$). Les valeurs de résistance en traction σ_t de chaque éprouvette ont été calculées en utilisant l'expression 3-12. Les résultats de cette analyse linéaire élastique sont présentés à la figure 4-17 (voir aussi l'annexe A.4.7).

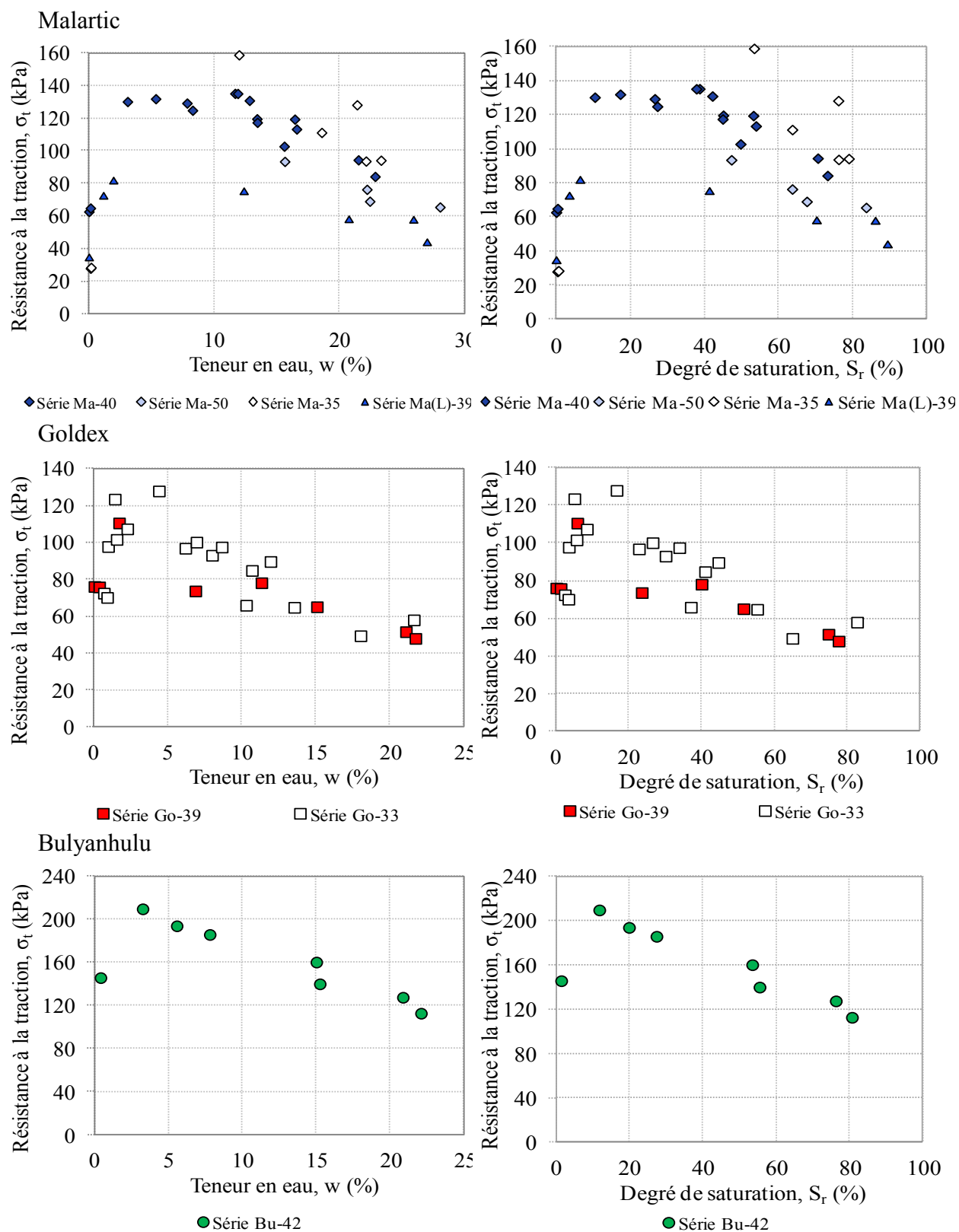


Figure 4-17 : Variation de la résistance en traction σ_t pour différentes teneurs en eau initiales w_0 , en fonction de la teneur en eau w et du degré de saturation S_r des résidus testés.

Les résultats montrés à la figure 4–17 illustrent la variation de la résistance en traction selon la teneur en eau w (ou le degré de saturations S_r) du résidu. Ces relations ne sont pas linéaires. On remarque également que les valeurs de la résistance en traction σ_t sont supérieures à zéro pour des degrés de saturation presque nuls. La résistance tend toutefois à diminuer lorsque le degré de saturation s'approche de zéro. En théorie, la résistance en traction des matériaux granulaires (sans cohésion intrinsèque) serait nulle lorsque le matériau est sec (Kim et Hwang, 2003; Lu et al., 2007; Kim et Sture, 2008), mais ce n'est pas le cas ici. L'hypothèse d'une cimentation sera discutée plus loin.

On remarque aussi que la résistance en traction σ_t a tendance à diminuer lorsque le degré de saturation excède environ 30 % à 50 % et elle devient très faible lorsque S_r se rapproche de 100% (on fait ici l'hypothèse que la résistance σ_t nulle à l'état saturé, en raison des observations sur les éprouvettes initialement mises dans les moules).

Les valeurs de résistance déterminées à partir des essais de flexion pour les résidus Malartic à une teneur en eau initiale $w_0 = 40$ % (série Ma-40) varient entre 63 kPa (à $S_r = 0,2$ %) et 84 kPa (à $S_r = 74$ %) avec une valeur maximale de 135 kPa (obtenue à $S_r = 39$ %). Pour la série d'essais Ma-50 ($w_0 = 50$ %), on a obtenu une résistance en traction maximale de 94 kPa (à $S_r = 47$ %). Pour les échantillons initialement plus denses (série Ma-35), préparés à une teneur en eau initiale $w_0 = 35$ %, la résistance à la traction maximale observée est de 159 kPa (à $S_r = 57$ %). Ceci indique que la teneur en eau initiale (ou de préparation de l'échantillon) w_0 influence la résistance à la traction des résidus à l'état non saturé. La teneur en eau initiale de l'échantillon influence également l'indice des vides final e du spécimen, tel que montré aux tableaux 4–3 à 4–9.

Pour la série Go-39 ($w_0 = 39$ %) sur les résidus Goldex, la résistance en traction σ_t varie entre 76 kPa (à $S_r = 0,2$ %) et 48 kPa (à $S_r = 78\%$) avec un pic de 110 kPa (à $S_r = 6\%$). Pour la série Go-33 ($w_0 = 33$ %), σ_t varie entre 72 kPa ($S_r = 3\%$) et 58 kPa ($S_r = 83\%$). Une valeur maximale de résistance en traction égale à 128 kPa (à $S_r = 17$ %) a été obtenue lors de cette série.

Les résidus Bulyanhulu ($w_0 = 42$ %) montrent des résistances de 146 kPa et 113 kPa (à $S_r = 1$ % et $S_r = 81$ % respectivement), avec une valeur maximale égale à 210 kPa (à $S_r = 12$ %).

On note que les valeurs maximales de résistance en traction sont atteintes à des degrés de saturation (et teneurs en eau) relativement faibles, soit $S_r = 17\%$ pour les résidus Malartic et

Goldex et $S_r = 12\%$ pour Bulyanhulu. Le résidu Malartic présente aussi un autre sommet à un degré de saturation S_r de 39% (série Ma-40).

Sur la figure 4–17, la résistance en traction du résidu Malartic (préparé à différentes teneurs en eau initiales) est présentée en fonction de la teneur en eau w et du degré de saturation S_r des éprouvettes lors des essais. Même s'il n'y a pas de points correspondant à la plage $1\% < S_r < 40\%$, on observe que les valeurs de résistance en traction obtenues pour la série Ma-35 ($w_0 = 35\%$ et $e_0 = 0,87$) sont plus élevées que celles obtenues pour les séries Ma-40 (avec $w_0 = 40\%$ et $e_0 = 1,0$) et Ma-50 (avec $w_0 = 50\%$ et $e_0 = 1,3$). Cela est en accord avec la tendance de la force maximale F_{\max} qui diminue avec l'augmentation de la teneur en eau initiale w_0 , tel que constaté dans la section 4.3. Les valeurs de σ_t obtenues pour la série Goldex Go-39 ($w_0 = 39\%$, $e_0 = 1,0$) sont légèrement plus faibles que celles obtenues pour la série Go-33 ($w_0 = 33\%$, $e_0 = 0,84$), ce qui tend à confirmer les observations précédentes. On en conclut que la résistance en traction ne dépend pas exclusivement de la teneur en eau lors de l'essai w , mais aussi de la teneur en eau initiale w_0 (et donc des indices des vides e_0 et e). Des tendances analogues (σ_t qui augmente lorsque l'indice des vides diminue) ont été observées par d'autres auteurs (Kim et Hwang, 2003; Zeh et Witt, 2005, 2007; Rodriguez, 2006; Kim et Sture, 2008; Ammeri, 2009) sur des argiles, sables et résidus miniers (silt).

4.4.1.1 Comparaison de la résistance en traction selon l'origine du résidu

Une comparaison des valeurs de résistance à la traction (selon la méthode élastique) en fonction de S_r obtenues pour les trois résidus (préparés à une teneur en eau initiale $w_0 = 40 \pm 2\%$) est montrée à la figure 4–18. Les résidus Malartic lavés (série Ma(L)-39, avec $w_0 = 39\%$) ne sont pas présentés ici puisque les caractéristiques de l'eau interstitielle ont été modifiées; ces résultats ont déjà été montrés à la figure 4–17.

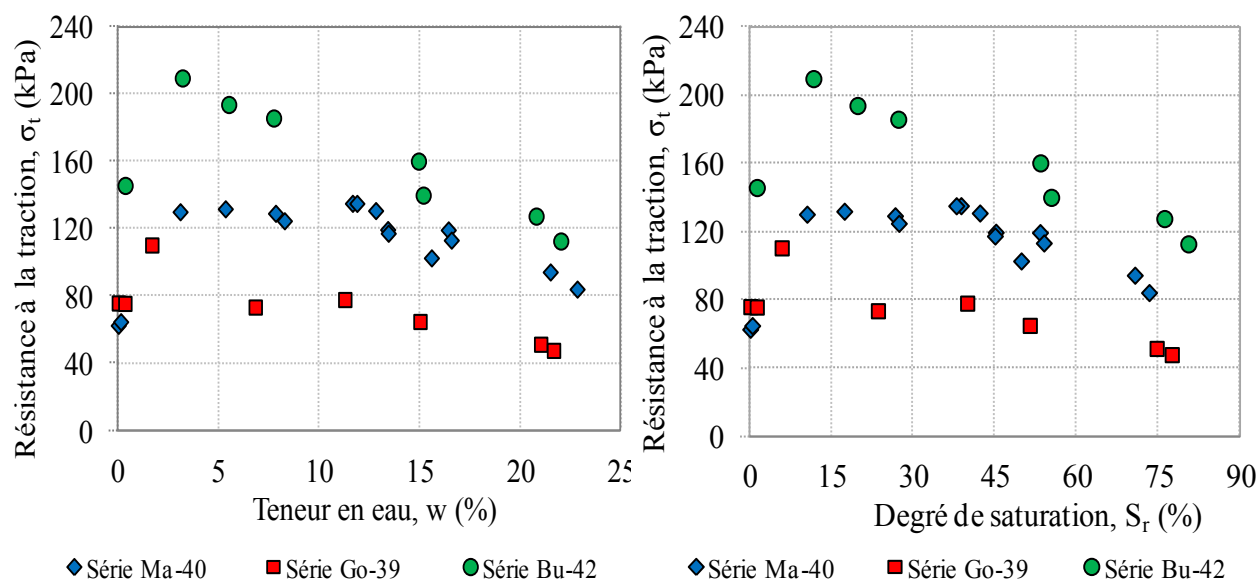


Figure 4–18 : Variation de la résistance en traction σ_t en fonction de la teneur en eau w et du degré de saturation S_r pour les trois résidus testés (Séries Ma-40 avec $w_0 = 40 \%$ et $e_0 = 1,0$; Go-39 avec $w_0 = 39 \%$ et $e_0 = 1,0$; Bu-42 avec $w_0 = 42 \%$ et $e_0 = 1,2$).

On remarque à la figure 4–18 que pour les trois résidus, la relation entre la résistance en traction et la teneur en eau w (ou le degré de saturation S_r) suit la même tendance. Le sommet de la valeur de σ_t peut être observé à un degré de saturation $S_r \leq 20\%$ à 40% . Ensuite, la résistance en traction tend à diminuer lorsque le degré de saturation S_r augmente. Des tendances similaires ont été aussi observées sur des sables silteux par Lu et al. (2007). Malgré le fait que le résidu Bulyanhulu a un indice des vides initial e_0 supérieur à celui des autres résidus, ils montrent en général des valeurs de résistance en traction plus élevées que celles des résidus Malartic et Goldex. Cela pourrait être dû à la composition minéralogique des résidus Bulyanhulu (présence accrue de pyrite et effets de cimentation). Cet aspect n'a pas cependant été étudié plus en profondeur dans ce projet car les résultats de l'analyse minéralogique post-essai (présenté à l'annexe 4.8) ont été reçus en retard. Cette analyse minéralogique montre que des minéraux secondaires, comme le gypse, se sont formés comme résultat de l'oxydation de la pyrite. Sur la figure 4–18, on observe aussi que les valeurs de la résistance σ_t obtenues pour les résidus Goldex (série Go-39) sont les plus petites en comparaison avec les résidus Malartic et Bulyanhulu.

4.4.2 Résistance en traction évaluée selon la méthode directe

Dans ce qui précède, la résistance à la traction σ_t des résidus non saturés a été déterminée selon la méthode élastique, en utilisant le déplacement vertical mesuré au bas des éprouvettes. On a alors considéré que le module de Young est constant sur toute la section de l'échantillon. Toutefois, les sols (et les résidus) présentent souvent un comportement différent en traction et en compression. Pour cette raison, les résultats des essais de flexion incluant la mesure du déplacement en haut (au centre) des éprouvettes (de la série Ma-35) ont aussi été analysés selon la méthode directe. Comme la méthode élastique, présentée précédemment, la méthode directe est basée sur le modèle de comportement linéaire élastique. La méthode directe peut cependant prendre en compte un module de Young différent en compression E_c et en tension E_t .

Selon cette méthode, la résistance en traction dépend du moment maximal (à la rupture) M_{\max} , de la section de l'éprouvette, et de la déformation maximale en traction $\varepsilon_{t \max}$ et en compression $\varepsilon_{c \max}$. Les valeurs de déformation $\varepsilon_{t \max}$ et $\varepsilon_{c \max}$ ont d'abord été calculées à partir des déplacements mesurés à la rupture au centre de l'échantillon à partir des équations 3-14 et 3-17 respectivement. La résistance en traction σ_t (en fonction de la teneur en eau) a été déterminée selon l'équation 3-15. Les valeurs de déplacement à la rupture mesuré au bas ($\delta_{t \max}$) et en haut ($\delta_{c \max}$) de l'échantillon et de la force à la rupture (F_{\max}) utilisées lors de ces calculs ont été présentées précédemment au tableau 4-5. Les résultats sont résumés au tableau A.4.7.3 des annexes et sont comparés aux résultats obtenus à partir de la méthode élastique à la figure 4-19.

La résistance en traction à l'état non saturé obtenue selon la méthode directe est de 20 kPa à $S_r = 1\%$ ($w = 0,2\%$) et de 93 kPa à $S_r = 80\%$ ($w = 23,3\%$) pour les résidus Malartic (Osisko) préparés avec une teneur en eau initiale $w_0 = 35\%$ (avec $e_0 = 0,87$ et $e = 0,76$); la valeur maximale de σ_t est de 157 kPa à $S_r = 54\%$ ($w = 12\%$).

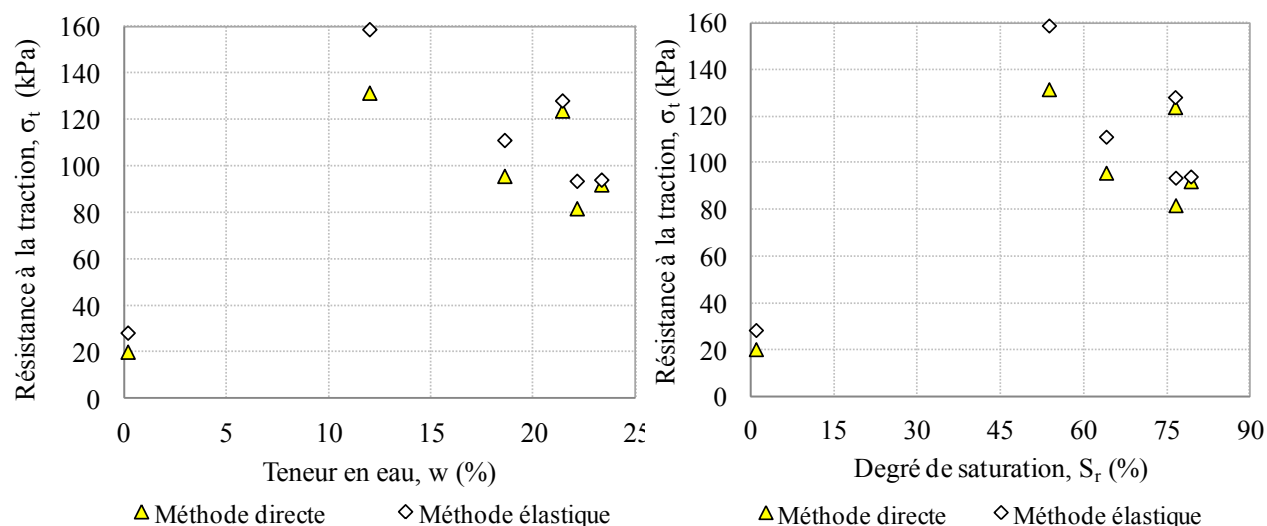


Figure 4–19 : Résistance à la traction calculée selon la méthode directe (selon les mesures de déplacement), en fonction de la teneur en eau w et du degré de saturation S_r pour la série Ma-35 (avec $e_0 = 0,87$); on montre aussi les résultats obtenus selon la méthode élastique (sans utiliser les mesures de déplacement).

À la figure 4–19, on observe que la méthode directe donne usuellement des valeurs plus conservatrices (i.e. plus petites) de résistance à la traction que celles obtenues de la méthode élastique. Cependant, l'écart entre ces valeurs n'est généralement pas très grand. Il faut rappeler que la méthode d'interprétation élastique est plus simple car elle n'exige pas de mesure de déplacement; il suffit de mesurer la force à la rupture pour calculer la résistance en traction σ_t .

L'interprétation de ces essais sera revue au chapitre 5, en utilisant notamment des simulations numériques pour analyser les résultats d'essais.

4.5 Déformation à la rupture en fonction du degré de saturation

La déformation maximale à la fibre inférieure $\delta_{t \max}$ est présentée à la figure 4–20 pour chaque série de référence avec $w_0 = 40\% \pm 2\%$ (Ma-40, Go-39 et Bu-42) en fonction du degré de saturation S_r . Les déformations $\varepsilon_{t \max}$ obtenues pour les résidus Malartic, Goldex et Bulyanhulu sont présentées en détail aux tableaux A.4.7.1, A.4.7.5 et A.4.7.7. Ces valeurs ont été obtenues à

partir des valeurs de déplacement mesuré à la rupture $\delta_{t \max}$ (au bas) des éprouvettes, en utilisant l'équation 3–14. La relation entre la déformation à la rupture et le degré de saturation a été approchée par une régression sous forme d'une loi de puissance, qui est également présentée à la figure 4–20. Notons ici que les éprouvettes de résidus presque secs se déforment un peu ($\varepsilon_{t \max} \approx 0,02 \%$; voir annexe 4.7) sous l'application d'une charge verticale lors d'un essai de flexion. Toutefois, cette valeur de $\varepsilon_{t \max}$ (à $S_r \approx 0$) a été négligée afin de simplifier l'analyse et la comparaison des résultats. Si l'on fait l'hypothèse que la déformation $\varepsilon_{t \max} = 0$ pour un degré de saturation $S_r = 0$, l'équation de la régression prend la forme suivante :

$$\varepsilon_{t \max} = q (S_r)^t \quad (4-2)$$

où $\varepsilon_{t \max}$ et S_r sont exprimés en pourcentage. Les paramètres d'ajustement q et t (sans dimensions) sont présentés au tableau 4–13.

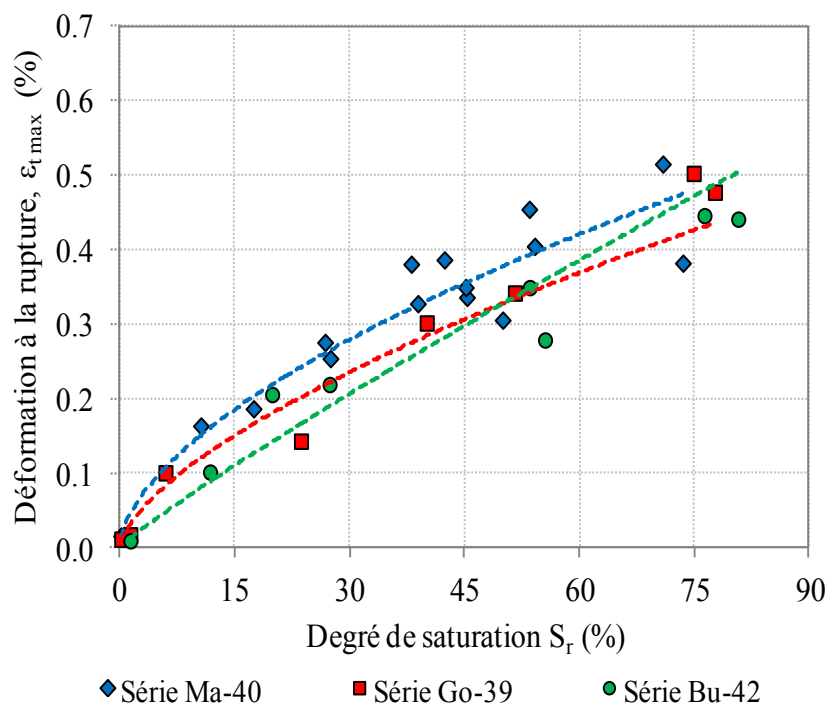


Figure 4–20 : Déformation maximale de traction ($\varepsilon_{t \max}$) en fonction du degré de saturation S_r pour les trois résidus (à $w_0 \approx 40\%$).

Tableau 4–13 : Paramètres q et t de l'équation de régression (4–2) pour chaque série d'essais.

Série	q	t	R^2
Ma-40	0,037	0,59	0,98
Ma-50	0,038	0,61	0,96
Ma-35	0,079	0,45	0,92
Ma(L)-39	0,043	0,60	0,94
Go-39	0,026	0,65	0,96
Go-33	0,011	0,83	0,91
Bu-42	0,010	0,90	0,97

Les déformations maximales en traction $\varepsilon_{t \max}$ se situent entre 0,01 % et 0,5% pour les trois résidus préparés à une teneur en eau initiale $w_0 = 40 (\pm 2 \%)$. On remarque à la figure 4–20 que la déformation à la rupture $\varepsilon_{t \max}$ (mesurée au milieu de l'éprouvette) varie avec le degré de saturation, mais que cette relation ne suit pas nécessairement une tendance linéaire. Dans les trois cas, la déformation à la rupture $\varepsilon_{t \max}$ tend à augmenter lorsque le degré de saturation S_r augmente. La relation $\varepsilon_{t \max} - S_r$ (pour des degrés de saturation inférieurs à 75%) suit une tendance qui peut être exprimée par une loi de puissance, avec un coefficient de détermination élevé ($R^2 > 0,96$) tel que montré au tableau 4–13. On voit que les résidus Malartic (série Ma-40) subissent une plus grande déformation à la rupture (à un même degré de saturation) que ceux des mines Goldex et Bulyanhulu.

Au tableau 4–13, on observe que la valeur du coefficient q des courbes de tendance tracées pour les trois résidus est plus petite ($q = 0,01$) pour le cas de résidus Bulyanhulu. L'exposant t est plus élevé ($t = 0,9$) pour ce même résidu. Cette dernière valeur dénote que la relation $\varepsilon_{t \max} - S_r$ se rapproche davantage d'un comportement linéaire pour les résidus Bulyanhulu.

La figure 4–21 montre les déformations maximales à la fibre inférieure en traction ($\varepsilon_{t \max}$) au centre de l'échantillon (calculées avec l'équation 3–14) en fonction du degré de saturation lors des essais S_r et de la teneur en eau initiale w_0 des résidus Malartic et Goldex. On note que les déformations pour différents teneurs en eau initiale w_0 (ou indice des vides) sont relativement similaires (pour un S_r donné).

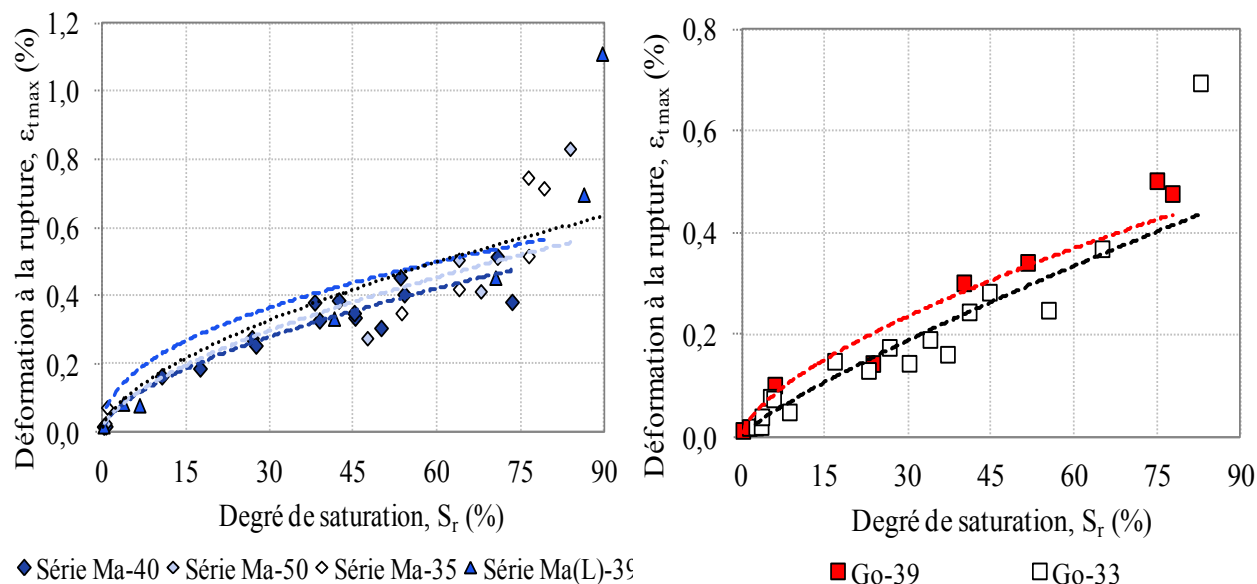


Figure 4–21 : Valeurs maximales de la déformation en traction ($\epsilon_{t \max}$) en fonction du degré de saturation pour les résidus Malartic et Goldex, pour différentes teneurs en eau (et indices des vides) initiales.

Sur la figure 4–21 et au tableau 4–13, on constate que la loi de puissance (équ. 4–2), (avec un coefficient $R^2 > 0,9$) représente bien la tendance des résultats pour un degré de saturation $S_r < 75\%$. Au delà de cette valeur, la déformation en traction $\epsilon_{t \max}$ semble augmenter avec le degré de saturation selon une autre tendance.

Les valeurs de $\epsilon_{t \max}$ obtenues pour la série Ma-35 ($e_0 = 0,87$) sont plus élevées que celles obtenues pour la série Ma-40 (avec $e_0 = 1,0$), contrairement aux résidus Goldex où il y a peu d'effet de w_0 . Le coefficient q de l'équation de la courbe de tendance de la série Ma-35 est plus élevé que celui de la série Ma-40; ce coefficient est aussi plus élevé pour la série Go-39 que pour la série Go-33 (voir tableau 4–13).

Lorsqu'on compare les courbes de tendance des séries Ma-40 et Ma(L)-39 (résidus lavés), on constate que les déformations obtenues pour cette dernière sont plus importantes.

Les valeurs de $\epsilon_{t \max}$ et $\epsilon_{c \max}$ ont été déterminées pour la série Ma-35 (incluant la mesure du déplacement en haut de l'éprouvette) en utilisant les équations 3–14 et 3–17. Une comparaison entre la déformation en traction et en compression à la rupture ($\epsilon_{t \max}$ et $\epsilon_{c \max}$ au centre de l'éprouvette) en fonction du degré de saturation S_r est présentée au tableau A.4.7.3. Ces résultats

indiquent que la déformation en traction est légèrement plus élevée que la déformation en compression (selon les équations 3–14 et 3–17 utilisées, pour $\delta_{c \max} < \delta_{t \max}$). Ceci signifie que l'épaisseur finale au centre de l'éprouvette (à la fin du chargement) augmente par rapport à l'épaisseur originale. Un rapport $\varepsilon_{t \max}/\varepsilon_{c \max}$ moyen de 1,5 a été observé pour la série Ma-35. Les contraintes et les déformations en traction et en compression permettront d'estimer les valeurs du module de Young correspondant (E_t et E_c) dans ce qui suit (section 4.6)

4.6 Estimation de la cohésion apparente

Les essais de flexion permettent aussi d'estimer (indirectement) la cohésion apparente c_{app} des matériaux, lorsque l'on connaît l'angle de friction interne effectif ϕ' (par le critère de Coulomb). Des essais triaxiaux ont été réalisés préalablement par Poncelet (2012) sur les résidus Malartic (Osisko). Un angle de friction effectif ϕ' égal à 35,2° a été retenu ici pour les calculs.

Selon certains auteurs (Fredlund, 1978; Lee et al., 2005; Vilar, 2006), l'angle de friction interne pourrait varier avec la teneur en eau à l'état non saturé (ou avec la succion) . Dans ce qui suit, on ne prend pas en compte de cette variation. L'enveloppe de rupture de sols non saturés (adopté ici) qui définit la relation entre la cohésion apparente c_{app} , la résistance à la traction σ_t et l'angle de friction effectif ϕ' a été précédemment présenté à la figure 2–13.

La cohésion apparente développée dans les sols non saturés peut être estimée à l'aide des cercles de Mohr et de la courbe enveloppe de rupture définie avec le critère de Coulomb. Si on se place au centre de l'échantillon, l'état de contraintes des éléments de la fibre inférieure est représenté par un état de traction (presque) uniaxiale, avec $\sigma_3 = \sigma_t$ et $\sigma_1 (= \sigma_2) \approx 0$

On peut tracer le cercle de Mohr pour chaque essai en fonction de la résistance en traction obtenue de l'analyse expérimentale (correspondant à une teneur en eau w déterminée) tel que montré à la figure 2–13. La cohésion apparente peut alors être déterminée en fonction de la teneur en eau (ou du degré de saturation) en utilisant la résistance en traction non saturée σ_t et l'angle de friction interne effective ϕ' , à l'aide de l'équation 2–31. Les valeurs de résistance en traction et de déformation en traction issues de la série d'essais Ma-40 (avec $e_0 = 1,0$) ont été utilisées pour cette analyse. Les résultats sont présentés en fonction de la teneur en eau w et du degré de saturation à la figure 4–22 (et au tableau A.4.7.1).

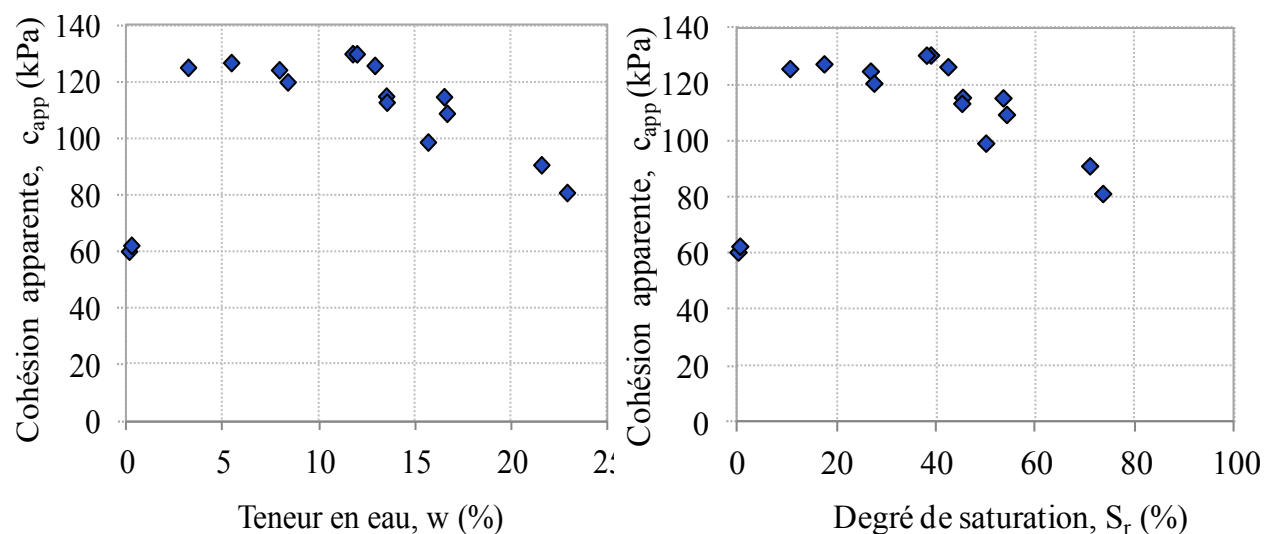


Figure 4–22 : Variation de la cohésion apparente c_{app} en fonction de la teneur en eau w et du degré de saturation S_r pour les résidus Malartic (série Ma-40 avec $w_0 = 40\%$ et $e_0 = 1,0$).

Comme on pouvait s’y attendre, les résultats indiquent que la cohésion apparente c_{app} évolue en fonction du degré de saturation S_r (ou de la teneur en eau w) de la même façon que la résistance en traction. La valeur maximale observée $c_{app} = 130$ kPa est obtenue à $S_r = 39\%$ ($w_0 = 12\%$). Un autre pic ($c_{app} = 127$ kPa) est aussi observé à $S_r = 17\%$, comme pour la courbe de la résistance à la traction.

Sur la figure 4–22, on remarque aussi que la cohésion apparente du résidu Malartic (Osisko) tend vers zéro lors que le degré de saturation se rapproche de 100 %. Les valeurs de la cohésion apparente obtenues ici (voir tableau A.4.7.1) sont légèrement plus petites que celles de la résistance en traction σ_t pour un même degré de saturation (par exemple $c_{app} = 125$ kPa et $\sigma_t = 129$ kPa à $S_r = 27\%$). La relation entre la cohésion apparente et la succion développée dans les résidus sera discutée au chapitre 5.

Les valeurs de la cohésion apparente déterminées ici serviront entre autre pour certaines simulations numériques basées sur le modèle élastique-plastique classique. Ces analyses seront présentées au prochain chapitre.

4.7 Estimation du module de Young

Une première estimation du module de Young E (selon la théorie élastique linéaire) permettra par la suite une analyse du comportement des résidus en flexion selon la théorie élastoplastique (au prochain chapitre). Le module de Young a été calculé à partir de l'équation 3–20. Dans cette équation σ_t et $\varepsilon_{t \max}$ correspondent à la résistance en traction et à la déformation maximale subie par le matériau lors des essais de flexion (sans mesure de déplacement en haut de l'éprouvette) des séries Ma-40, Go-39 et Bu-42. Ces valeurs sont présentées en annexes aux tableaux A.4.7.1, A.4.7.5 et A.4.7.7. Ces valeurs de E serviront par la suite à analyser la réponse des échantillons de résidus à l'aide des modélisations numériques.

Les valeurs des modules de Young à différentes teneurs en eau (et degré de saturation) pour les trois types de résidus sont présentées à la figure 4–23. Sur cette figure, on montre également le degré de saturation S_r et la teneur en eau w de l'essai correspondant à la valeur maximale de la résistance en traction observée pour chaque résidu.

L'interpolation des résultats a été effectuée au moyen des équations suivantes:

$$E = c_1(1 + S_r)^{d_1} + p_1 S_r \quad (4-3)$$

ou,

$$E = c_2(1 + w)^{d_2} + p_2 w \quad (4-4)$$

où le module de Young E est exprimé en MPa; le degré de saturation S_r et la teneur en eau w sont exprimés en pourcentage; c_1 , c_2 , p_1 et p_2 sont des paramètres d'ajustement exprimés en MPa; d_1 et d_2 sont des coefficients sans dimensions. À noter que les paramètres p_1 , p_2 , d_1 et d_2 sont des valeurs négatives. Une valeur de $E = 0$ a été fixée pour $S_r = 100\%$ (avec $w = 100e/D_r$).

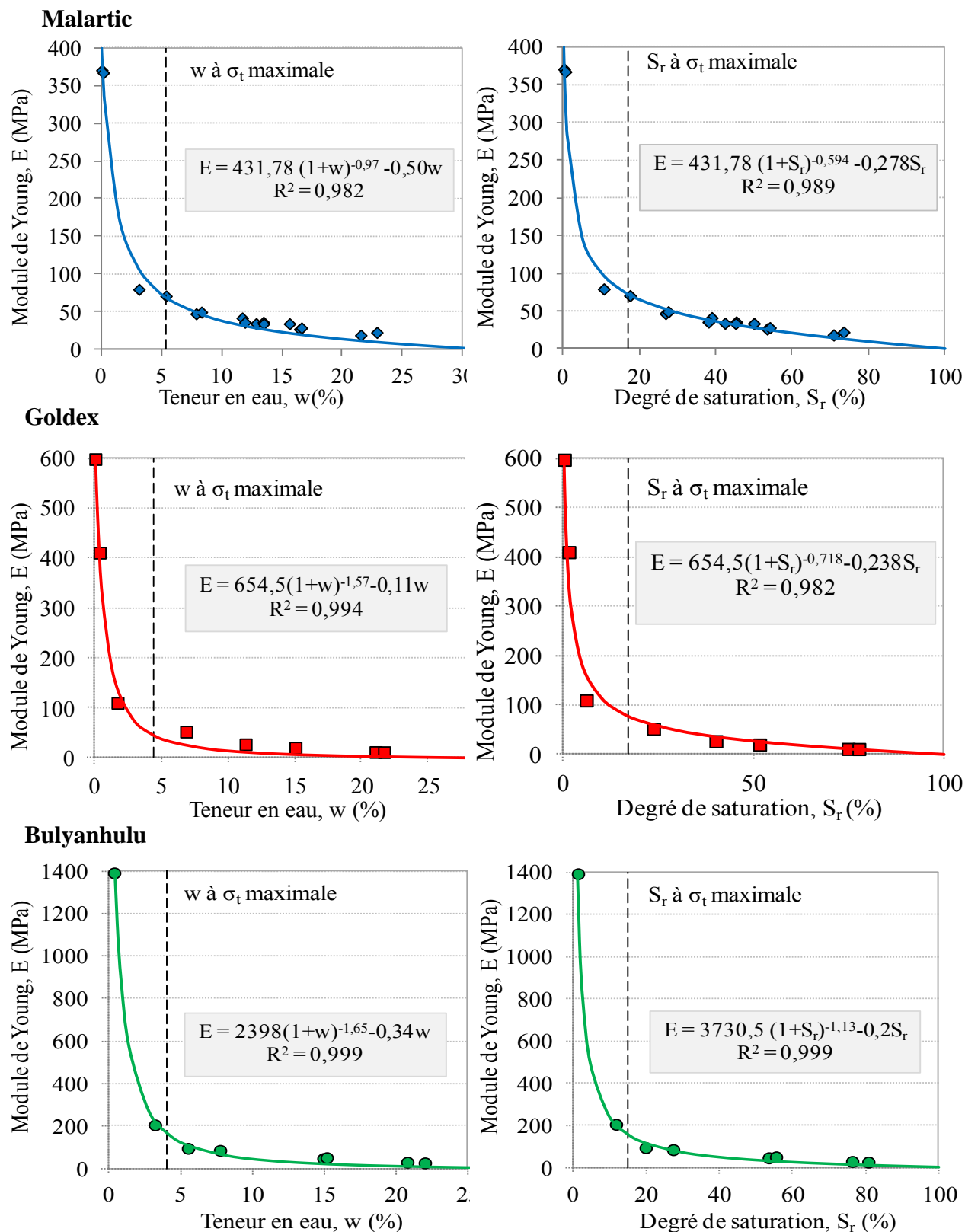


Figure 4–23 : Variation du module de Young E en fonction du degré de saturation S_r et de la teneur en eau w pour les résidus Malartic, Goldex et Bulyanhulu (séries Ma-40, Go-39 et Bu-42).

Le coefficient de détermination R^2 des relations E vs S_r et E vs w varie entre 0,98 et 0,999 pour les trois résidus testés. Ceci montre que les relations proposées sont représentatives, et qu'il existe une influence significative du degré de saturation S_r (et de la teneur en eau w) sur le module de Young E des résidus (tel qu'évalué ici). Sur la figure 4–23, on remarque également que le coefficient c_1 (de l'équation reliant le module de Young E et le degré de saturation S_r) est égal au coefficient c_2 (de l'équation E vs w) pour les résidus Malartic et Bulyanhulu. Ces coefficients c_1 et c_2 correspondent à peu près à la valeur maximale du module E (lorsque S_r et $w = 0$). Cette valeur de E est plus élevée pour les résidus Bulyanhulu ($E \approx 3730$ MPa à $S_r = 0$) en comparaison avec les résidus Goldex ($E \approx 654$ MPa à $S_r = 0$) et Malartic ($E \approx 432$ MPa à $S_r = 0$).

Les résultats présentés à la figure 4–23 (voir aussi les tableaux A.4.7.1, A.4.7.5 et A.4.7.7) montrent que le module de Young E évolue en fonction de la quantité d'eau présente dans le résidu. Le module de Young diminue progressivement avec l'augmentation du degré de saturation S_r (et de la teneur en eau w). Les valeurs du module de Young E varient approximativement entre 15 MPa et 400 MPa pour les résidus Malartic (série Ma-40), entre 10 et 600 MPa pour les résidus Goldex (série Go-39), et entre 20 MPa et 1400 MPa pour Bulyanhulu (série Bu-42) pour les degrés de saturation correspondant aux essais de flexion. La relation entre le degré de saturation et le module de Young E présente une tendance géométrique concave. Des tendances similaires (avec des valeurs plus faibles) ont été rapportées pour une argile dense et pour des résidus miniers (silt) par d'autres auteurs (Rodriguez, 2006; Zeh et Witt, 2007; Amarisiri et al., 2011).

Sur ces graphiques, les traits pointillés correspondent au degré de saturation auquel la résistance en traction σ_t est maximale. Ce point marque le début d'un accroissement plus marqué du module de Young lorsque le degré de saturation baisse.

Les valeurs de E des résidus Malartic et Goldex sont relativement similaires, alors que celles des résidus Bulyanhulu sont plus élevées (environ deux fois). Ceci est lié au fait que la résistance en traction σ_t obtenue pour les résidus Bulyanhulu est plus élevée que pour les deux autres résidus. Les valeurs de la déformation à la rupture sont similaires pour les trois résidus. La minéralogie pourrait jouer un rôle sur les résistances et les modules E ainsi obtenus.

- **Comportement bimodulaire des résidus Malartic**

Les valeurs de σ_t , σ_c , $\varepsilon_{t \max}$ et $\varepsilon_{c \max}$ obtenues de la série d'essais Ma-35 (avec $w_0 = 35\%$, $e_0 = 0,87$ et $e = 0,76$, qui incluent aussi la mesure du déplacement en haut de l'éprouvette), présentés en annexe (au tableau A.4.7.3), ont été utilisés afin d'estimer le module de Young en traction E_t et en compression E_c à partir des équations 3-18 et 3-19 respectivement (selon la méthode directe) pour chaque spécimen testé. Les valeurs de la résistance en traction σ_t , la valeur maximale de la contrainte en compression au haut de l'éprouvette $\sigma_{c \max}$ et les déformations $\varepsilon_{t \max}$, $\varepsilon_{c \max}$ correspondant (présentées au tableau A.7.8.3) sont utilisées. Les valeurs de E_t et E_c sont présentées en fonction du degré de saturation S_r au tableau 4-14. Ces valeurs sont comparées aux modules de Young E obtenus à partir de la méthode élastique (sans mesure du déplacement au haut de l'éprouvette).

Tableau 4-14 : Valeurs des modules de Young E_t , E_c et E en fonction de la teneur en eau w (et du S_r) obtenues selon la théorie linéaire élastique (méthode directe et méthode élastique) pour la série Ma-35 des résidus Malartic (avec $e_0 = 0,87$)

w (%)	S_r (%)	Méthode directe			Méthode élastique
		E_t (MPa)	E_c (MPa)	E_c/E_t	E (MPa)
0,2	1	28	154	5,6	39
12,0	54	38	87	2,3	45
18,6	64	23	44	1,9	26
21,4	76	17	19	1,1	17
22,1	76	16	28	1,8	18
23,3	79	13	14	1,1	13

Tel qu'anticipé, les valeurs du module de Young en compression E_c sont plus élevées qu'en traction E_t . On note aussi une même tendance pour les deux modules de Young (E_t et E_c) qui diminuent lorsque le degré de saturation S_r augmente.

La méthode directe, employée ici, donne des valeurs de module de Young en traction E_t légèrement plus petites que les valeurs de E_t issues de la méthode élastique, notamment en raison de l'écart entre les déformations en haut et en bas de l'échantillon ($\varepsilon_{c \max} < \varepsilon_{t \max}$; voir tableau

A.4.7.3). Les modules de Young en traction E_t obtenus avec la méthode directe varient entre 28 MPa et 13 MPa alors qu'elles varient entre 39 MPa et 13 MPa selon la méthode élastique.

Il est à noter que l'estimation de la valeur du module de Young E en utilisant la méthode directe dépend grandement de la précision de la mesure du déplacement au haut $\delta_{c \max}$ et au bas $\delta_{t \max}$ de l'éprouvette. Le contact entre le capteur de déplacement et la partie supérieure de l'échantillon était assuré par une longue plaquette, mais cette technique a pu affecter la précision des mesures (voir aussi annexe 3.2). Étant donné que ces mesures ont une influence sur les modules E_t et E_c et que le niveau d'incertitude est élevé, les résultats du tableau 4–14 devraient être pris à titre indicatif. Pour cette raison, un rapport moyen unique $E_c/E_t = 2$ sera utilisé plus loin (chapitre 5) lors de modélisations numériques impliquant un module de Young différent dans le haut et le bas de l'éprouvette.

CHAPITRE 5 SIMULATIONS NUMÉRIQUES ET ANALYSE DES RÉSULTATS

Ce chapitre présente les résultats de modélisations numériques effectuées afin d'aider à analyser le comportement des résidus miniers soumis à des essais de flexion. La comparaison entre les résultats numériques et les résultats expérimentaux présentés au chapitre 4 est aussi montrée dans ce chapitre. L'influence de certains paramètres sur le comportement des échantillons est également évaluée par les modélisations numériques. Une analyse et une discussion de l'ensemble des résultats expérimentaux et numériques complètent ce chapitre.

5.1 Simulations numériques

Les essais de flexion avec quatre points d'appui menés sur les résidus Malartic (Osisko) ont été modélisés avec le logiciel SIGMA W/2007 (GeoSlope, 2007). Une description de ce logiciel a été présentée à la section 2.5. Les simulations visaient à reproduire les essais de flexion selon deux modèles (lois) de comportement, soit un modèle linéaire-élastique et un modèle élastoplastique, décrits précédemment à la section 2.5.2. Un des objectifs est d'évaluer si ces modèles reproduisent bien la réponse des échantillons soumis aux essais de flexion. De plus, une analyse paramétrique a aussi été réalisée. Le programme de simulations inclut 2 séries de base (A_0 et B_0), et 10 séries de simulations supplémentaires visant à compléter l'analyse des résultats des essais de laboratoire et à évaluer l'influence de différentes propriétés et caractéristiques sur le comportement des résidus miniers. Chacune de ces 12 séries contient 8 simulations numériques. Toutes les simulations de la série A_0 ont été réalisées en utilisant la loi de comportement linéaire élastique (LE) alors que la loi de comportement élastique-plastique (EP) avec critère de Coulomb a été utilisée pour la série B_0 .

Les données obtenues expérimentalement sur le résidu Malartic (Osisko) ont été utilisées pour ces analyses numériques. Quatre séries d'essais de flexion ont été menées en laboratoire sur les résidus Malartic (soit Ma-40, Ma-50, Ma-35 et Ma(L)-39) à différentes teneurs en eau initiales; huit essais de la série Ma-40 (avec une teneur en eau initiale $w_0 = 40\%$) ont été simulés avec le logiciel SIGMA W/2007. Les résultats des simulations de l'essai 5-M (avec une teneur en eau de

l'essai $w = 7,9 \%$) sont montrés et analysés en détail dans ce qui suit. Les résultats des autres simulations sont présentés succinctement à l'annexe 5.1.

5.1.1 Modèle conceptuel

La figure 5–1 illustre la géométrie, les conditions aux frontières ainsi que le maillage utilisé pour créer le modèle conceptuel correspondant aux deux modèles de base de l'essai de flexion avec quatre points d'appui sur les éprouvettes de résidus miniers. Rappelons que dans ces simulations, le système d'unité internationale (SI) est utilisé avec le mètre (m) comme unité de distance, la seconde (s) comme unité de temps et le kilonewton (kN) comme unité de force. Une valeur de 9.807 kN/m^3 a été utilisée comme poids volumique de l'eau (γ_w).

Les différentes simulations réalisées avec SIGMA/W ont été menées sur des modèles rectangulaires (en deux dimensions) avec les dimensions des éprouvettes mesurées au laboratoire. Par exemple, l'éprouvette de l'essai 5-M a une épaisseur h de 34,3 mm et une longueur L de 194,0 mm. Quant à la largeur b ($= 29,44 \text{ mm}$), elle est prise en compte lors du calcul de la charge à appliquer lors des simulations numériques (voir plus bas). Un maillage mixte triangulaire et carré de 1 mm de côté a été adopté pour toutes les simulations. Le maillage carré s'adapte bien à la géométrie du modèle (rectangle) et le maillage triangulaire s'ajuste bien lorsque l'éprouvette se déforme dû à l'application de la charge. Les travaux de El Mkadmi (2012) sur la consolidation des résidus (remblais) dans les chantiers ont montré qu'un maillage triangulaire fin produit usuellement de bons résultats pour un temps de simulation acceptable avec le code SIGMA/W. La base de l'éprouvette est fixée verticalement sur deux points (3 et 4 à la figure 5–1) séparés d'une distance constante de 170 mm.

Certaines caractéristiques des modèles de référence (A_0 et B_0) sont résumées au tableau 5–1. Tel que mentionné précédemment, huit simulations par série ont été effectuées dans le cadre de cette recherche. Les simulations numérotées de 1 à 8 correspondent aux essais identifiés au chapitre 4 soit : 1-M, 4-M, 5-M, 7-M, 9-M, 11-M, 14-M et 16-M (tableau 5–1).

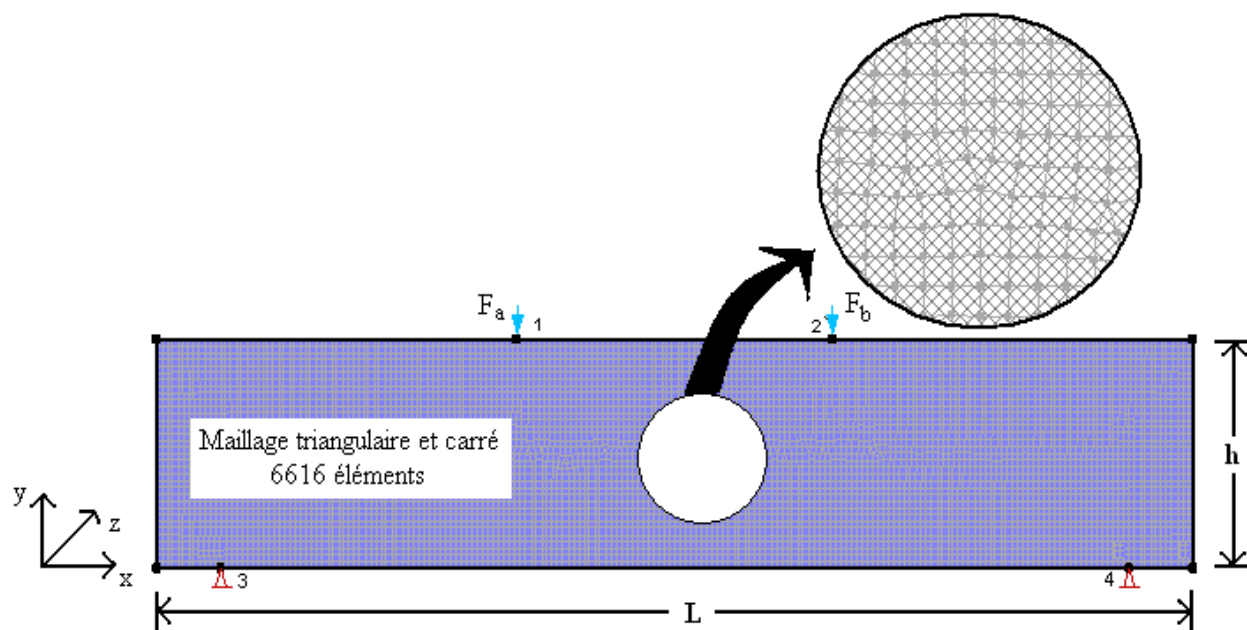


Figure 5-1 : Géométrie, conditions aux frontières et maillage pour les deux modèles de base de l'essai de flexion avec quatre points d'appui.

Tableau 5-1 : Caractéristiques des modèles construits avec SIGMA/W afin de simuler les essais de flexion; simulations A₀₋₁ à A₀₋₈ (modèle élastique) et B₀₋₁ à B₀₋₈ (modèle élastoplastique).

Simulation No	A ₀₋₁ et B ₀₋₁	A ₀₋₂ et B ₀₋₂	A ₀₋₃ et B ₀₋₃	A ₀₋₄ et B ₀₋₄	A ₀₋₅ et B ₀₋₅	A ₀₋₆ et B ₀₋₆	A ₀₋₇ et B ₀₋₇	A ₀₋₈ et B ₀₋₈
Essai de flexion No	1-M	4-M	5-M	7-M	9-M	11-M	14-M	16-M
Teneur en eau de l'essai, w (%)	0,1	5,4	7,9	11,7	12,8	13,8	16,6	22,9
Épaisseur, h (mm)	35,1	33,7	34,3	34,5	34,7	36,0	36,0	35,8
Longueur, L (mm)	193,3	194,6	194,0	194,2	194,1	191,9	193,1	195,8
Distance 1-2 (mm)	59							
Distance 3-4 (mm)	170							
Nombre d'éléments dans le maillage (-)	6674	6940	6616	6684	6808	6893	6966	7039

Lorsqu'on travaille en 2D, la largeur de l'éprouvette b est égale à l'unité ($b = 1$ m puisque l'unité de longueur adoptée sur SIGMA/W est le mètre). Pour tenir compte de cela, la force totale appliquée F lors des essais de flexion a été divisée par la largeur mesurée b donnée au tableau A.4.1.1. Cette charge par unité de largeur (F/b), est appliquée sur deux points (1 et 2 à la figure 5-1) à la face supérieure de l'éprouvette des résidus (séparés de 59 mm). Les forces par unité de largeur (F_a et F_b , figures 5-1 et 5-2) ont été calculées à partir des valeurs fournies au tableau 4-3 en divisant la force totale appliquée par deux ($F = F_a + F_b$) et par la largeur b de l'éprouvette (voir équation 5-1).

$$F_a = F_b = \frac{F}{2b} \quad (5-1)$$

où F_a et F_b , exprimées en kN/m, sont les charges ponctuelles appliquées (à un temps donné) aux points 1 et 2 (figure 5-1); b est la largeur de l'éprouvette mesurée au laboratoire (mètres). F_{\max} est la force totale (kN) appliquée lors des essais de flexion avec quatre points d'appui. Les valeurs de F et b ont été prises des tableaux 4-3 et A.4.1.1 respectivement.

Les charges F_a et F_b sont appliquées à l'aide d'une fonction linéaire du temps déterminée à partir des essais de laboratoire. La magnitude de la charge totale appliquée ($F_a + F_b = F/b$) varie donc selon les valeurs mesurées au laboratoire. Les charges F_a et F_b appliquées graduellement à une vitesse constante de 0,00025 kN/m/s durant 1597 s (pour les cas A_{0-3} et B_{0-3}) sont illustrées à la figure 5-2.

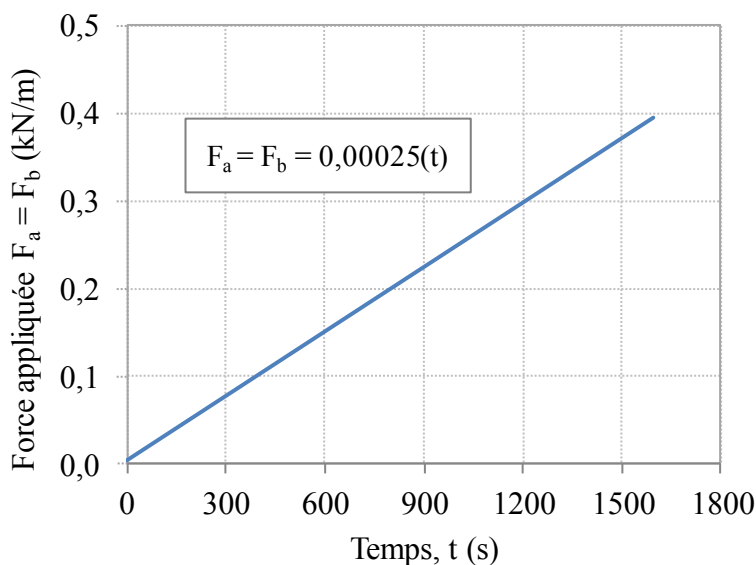


Figure 5–2: Vitesse de chargement utilisée pour les simulations A_{0-3} et B_{0-3} avec le logiciel SIGMA/W 2007.

Les résidus ont été modélisés comme un milieu homogène et isotrope, suivant deux lois de comportement, soit la loi linéaire élastique (série A_0) et élastique-plastique (série B_0). En raison de la courte durée des essais de flexion (maximum 40 minutes), des conditions hydrauliques statiques ont été adoptées pour toutes les modélisations. Les échantillons ont été testés au laboratoire à l'état non saturé ($0 < S_r < 100\%$). Cependant, SIGMA/W ne permet pas la représentation directe de cette condition; les calculs sont réalisés en condition drainée pour toute la durée de la modélisation sans tenir compte directement de S_r . Les caractéristiques de l'essai sont alors définies par le poids volumique total (γ), la charge maximale à la rupture (F_{\max}) et le module de Young (E) pour les cas linéaires élastiques, et par γ , F_{\max} , E ainsi que par la cohésion apparente (c_{app}) et l'angle de friction interne effectif ϕ' dans le cas de modélisations élastoplastiques. L'angle de dilatance ψ est aussi requis par le modèle EP. Le coefficient de Poisson ν est une donnée d'entrée constante pour les deux lois de comportement. Des valeurs de l'angle de dilatance $\psi = 0$ et du coefficient de Poisson $\nu = 0,25$ ont été utilisées lors de cette étude numérique. Les autres paramètres utilisés pour les deux modèles de comportement seront présentés plus en détail plus loin dans ce chapitre.

Les différentes simulations ont été classées par catégories selon le modèle constitutif choisi. Les caractéristiques des séries numériques effectuées dans le cadre de cette recherche sont résumées au tableau 5–2. Les séries A_0 et B_0 correspondent aux deux cas de référence tandis que les autres séries font partie d’une étude paramétrique qui sera présentée plus loin dans ce chapitre. Les séries A_0 , A_1 et A_2 utilisent le modèle de comportement linéaire-élastique et les séries B_0 , B_1 , B_2 et B_3 utilisent le modèle élastoplastique. Les séries A_0 à A_2 et B_0 à B_3 cherchent à reproduire les essais de flexion selon les résultats observés au laboratoire. À noter que pour les séries A_1 et A_2 , et B_1 à B_3 seuls le module E et la cohésion c_{app} ont été modifiés par rapport aux séries A_0 et B_0 , tel que montré au tableau 5–2.

Tableau 5–2 : Caractéristiques générales des séries de simulations A_0 à A_2 et B_0 à B_3 menées avec le code SIGMA/W. Les caractéristiques géométriques de ces simulations (chaque série) sont présentées au tableau 5–1.

Série	Caractéristiques des simulations		
	Modèle	Module de Young (E)	Cohésion (c')
A_0	LE	Constant (analyse expérimentale)	
A_1	LE	Constant (Itérations)	-
A_2	LE	$E_c = 2E_t$ (Itérations)	
B_0	EP	Constant (Itérations)	Voir tableau A.4.7.1
B_1	EP	$E_c = 2E_t$ (Itérations)	Mêmes valeurs qu’en B_0
B_2	EP	Mêmes valeurs qu’en B_0	75% de la valeur utilisée en B_0
B_3	EP	Mêmes valeurs qu’en B_1	Itérations

Pour la série A_0 (simulations A_{0-1} à A_{0-8}), le module de Young E est constant et sa valeur a été tirée de l’interprétation des essais de flexion selon la méthode élastique présentée au chapitre 4 (voir tableau A.4.7.1). Ces simulations ne mènent pas nécessairement aux mêmes valeurs de déplacement que celles mesurées au laboratoire. Une deuxième série (A_1) a été réalisée en utilisant une valeur du module de Young E qui produit le même déplacement à la rupture (en bas de l’échantillon) que celui mesuré au laboratoire. Cette valeur de E est obtenue après plusieurs

itérations jusqu'à ce que le déplacement obtenu numériquement converge vers le déplacement mesuré (avec un écart $\leq 10\%$). Cette même méthodologie a été employée pour définir le module de Young E utilisé lors de la série B_0 .

Les essais de flexion incluant la mesure du déplacement à la fibre supérieure et inférieure des éprouvettes (série Ma-35) ont permis d'obtenir les valeurs du module de Young en traction et en compression (E_t et E_c). Un rapport E_c/E_t moyen égal à 2 a été déterminé (tel que montré à la section 4.7, voir aussi tableau 4–14). Ce rapport a été utilisé pour les simulations des séries A_2 , B_1 et B_3 afin d'analyser le comportement bimodulaire des résidus. Plusieurs itérations numériques ont alors été menées en modifiant les valeurs de E_t et E_c (avec $E_c/E_t=2$) dans le but d'obtenir le même déplacement à la rupture que celui mesuré expérimentalement au bas de l'éprouvette (de la série Ma-40).

Pour le modèle de comportement élastique-plastique, un autre paramètre entre en jeu, soit la cohésion dite « apparente » dans les résidus non saturés. Les valeurs de cette cohésion apparente des résidus miniers ont été déterminées à la section 4.6 en fonction de la teneur en eau (ou du degré de saturation) à partir de l'équation 2–31. Ces valeurs de cohésion apparente c_{app} sont utilisées comme données d'entrée (c') lors des simulations menées avec la loi de comportement élastique-plastique. Les valeurs de cohésion présentées au tableau A4.7.1 ont été employées lors des séries B_0 et B_1 tandis que des valeurs plus conservatrices ont servi pour les simulations B_{2-1} à B_{2-8} . Pour cette analyse, le choix d'une valeur réduite de la cohésion s'est arrêté sur une proportion de l'ordre de 75% de celle de la série B_0 (ce qui semble un écart réaliste par rapport aux variations typiques observées pour ce paramètre dans la littérature). Bien que l'ampleur de cette réduction soit (en partie) arbitraire, cette valeur réduite permet néanmoins d'évaluer (du moins qualitativement) l'effet d'une baisse de la valeur de la cohésion sur la réponse du matériau. Lorsqu'on a travaillé avec cette deuxième gamme de valeurs (réduites) de cohésion apparente, des zones de plasticité ont été observées à la fin des simulations. Une quatrième série de simulations (B_3) a été menée en faisant varier la cohésion pour que les zones de plasticité n'apparaissent qu'à la fin de l'essai (ou de la simulation) afin que le comportement soit de type 'fragile'. Cette valeur de cohésion a été obtenue par un processus itératif.

Les valeurs des modules de Young E et de la cohésion c' utilisées lors des séries A_1 , A_2 et B_1 à B_3 seront définies plus loin dans ce chapitre (voir tableaux 5-5 et 5-6). Chaque série de simulations sera présentée plus en détail par la suite.

5.1.2 Séries de référence A_0 et B_0

Le tableau 5-3 présente les paramètres géotechniques et les caractéristiques de chaque simulation des deux séries de référence (A_0 et B_0). Comme mentionné auparavant, chaque cas de référence a été simulé en utilisant les résultats d'un essai de flexion de la série expérimentale Ma-40 (voir tableaux 5-1 et 5-3). Les paramètres géotechniques d'entrée demandés par SIGMA/W varient selon le modèle constitutif choisi (i.e. linéaire élastique et élastique-plastique).

La série de simulations A_0 a été effectuée en utilisant le modèle linéaire élastique (LE), décrit précédemment à la section 2.5.2. Ce modèle de comportement se rapproche de celui utilisé pour l'analyse des résultats présentée au chapitre 4, qui est basée sur la théorie élastique des poutres en flexion pour déterminer la résistance en traction et les déformations. Le modèle numérique permet de travailler avec un module de Young E constant (uniforme) ou variable selon la position dans l'échantillon. Cela permet d'évaluer l'effet du module de Young E sur la réponse des résidus durant les essais. Trois paramètres géotechniques sont requis ici pour ce modèle, i.e. le poids volumique total γ (kN/m^3), le coefficient de Poisson ν (-) et le module de Young E (MPa).

Les essais sur les résidus miniers sont aussi simulés à l'aide du modèle élastique plastique (EP, décrit à la section 2.5.2 avec la série de référence B_0). Les paramètres requis par le modèle EP, autres que ceux requis par le modèle LE, sont l'angle de friction interne ϕ' , la cohésion c' , et l'angle de dilatance ψ . Un angle de friction $\phi' = 35,2^\circ$ (Poncelet, 2012) a été utilisé pour l'analyse numérique (comme pour l'analyse des résultats expérimentaux). Tel que mentionné, l'angle de dilatance ψ a été fixé à 0; cette valeur a aussi été utilisée par L-Bolduc (2012) et El Mkadmi, (2012) pour simuler le comportement géotechnique des résidus miniers. L'analyse selon le modèle EP permet d'évaluer les valeurs de la cohésion apparente c_{app} estimées à partir des essais de laboratoire.

Tableau 5–3 : Paramètres et caractéristiques géotechniques utilisés lors des simulations A₀₋₁ à A₀₋₈ et B₀₋₁ à B₀₋₈.

Simulation No		1	2	3	4	5	6	7	8
Paramètres communs	Coefficient de Poisson, ν (-)	0,25							
	Poids volumique total, γ (kN/m ³)	14,72	15,40	16,10	16,49	16,60	17,28	17,06	17,86
	Vitesse de chargement x 10 ⁻⁶ (kN/m/s)	153	129	245	207	122	117	223	304
	Temps de rupture, t_f (s)	1308	3000	1597	2002	3334	3563	1701	910
	$F_a = F_b$ à la rupture (kN/m)	0,2	0,39	0,39	0,41	0,41	0,42	0,38	0,28
Cas A ₀	Module de Young E (MPa)*	371	70	47	41	34	34	28	22
Cas B ₀	Module de Young E (MPa)**	400	60	40	36	27	30	25	18
	Cohésion, c' (kPa)***	61	127	125	130	126	113	109	81
	Angle de friction, ϕ' (°)	35,2							
	Angle de dilatance, ψ (°)	0							

* valeur basée sur les résultats expérimentaux, voir aussi tableau A.4.7.1.

** valeur qui produit le déplacement à la rupture mesuré au laboratoire ($\pm 10\%$), déterminée par itération.

*** valeur basée sur les résultats expérimentaux, voir aussi tableau A.4.7.1.

Pour les séries A_0 et B_0 , les poids volumiques total $\gamma = g \cdot \rho_{\text{hum}}$, montrés au tableau 5–3, correspondent aux valeurs déterminées expérimentalement (voir aussi tableau A.4.1.1). Ces valeurs varient entre $14,7 \text{ kN/m}^3$ et $17,9 \text{ kN/m}^3$.

Un coefficient de Poisson égal à 0,25 a été utilisé dans les séries de référence. Cette valeur a été aussi utilisée par Li et al. (2003), Fahey et al. (2009) et El Mkadmi (2012) pour des remblais faits des résidus miniers. L-Bolduc (2012) a travaillé avec un coefficient de Poisson de 0,33, qui est une valeur typique pour un sol granulaire fin sans cohésion (Das, 2002). Cette valeur sera prise en compte lors de l'évaluation paramétrique présentée à la section 5.2. Un module de Young unique (constant) pour toute la section de l'échantillon a été utilisé pour les séries A_0 et B_0 . Ces modules varient entre 20 MPa et 370 MPa pour la série A_0 , correspondant aux valeurs déterminées expérimentalement (voir tableau A.4.7.1). Les valeurs de E imposées pour la série B_0 ont été déterminées par méthode itérative dans le but d'accorder les déplacements obtenus numériquement aux déplacements mesurés. Ce processus d'ajustement (assez long) a été répété jusqu'à ce que l'écart entre les valeurs expérimentales et numériques soit inférieur à 10% (tel que déjà mentionné).

La vitesse de chargement V/b (exprimé en kN/m/s) introduite pour chacune de simulations des séries A_0 et B_0 correspond à la valeur mesurée lors des essais de flexion (V donnée en kN/s) divisée par la largeur b de l'échantillon (m) et par deux (2 points de chargement). Ces valeurs varient entre 120×10^{-6} et $300 \times 10^{-6} \text{ kN/m/s}$. Les vitesses de chargement mesurées (V) et les valeurs de b se trouvent au tableau 4.1 et A.4.1.1 respectivement. La durée totale de chaque simulation correspond au temps de chargement total jusqu'à la rupture mesuré lors des essais de flexion (voir tableaux 4–3 et 5–3).

5.1.3 Analyse des contraintes et des déformations pour les séries A₀ et B₀

Série A₀

- **État des contraintes**

La figure 5–3 présente les résultats d’une simulation réalisée avec le code SIGMA/W. Cette figure montre les isocontours des contraintes horizontales σ_x et verticales σ_y dans l’échantillon obtenus à la fin de la simulation A₀₋₃ (pour un échantillon avec $w = 7.9\%$, voir tableau 5–1).

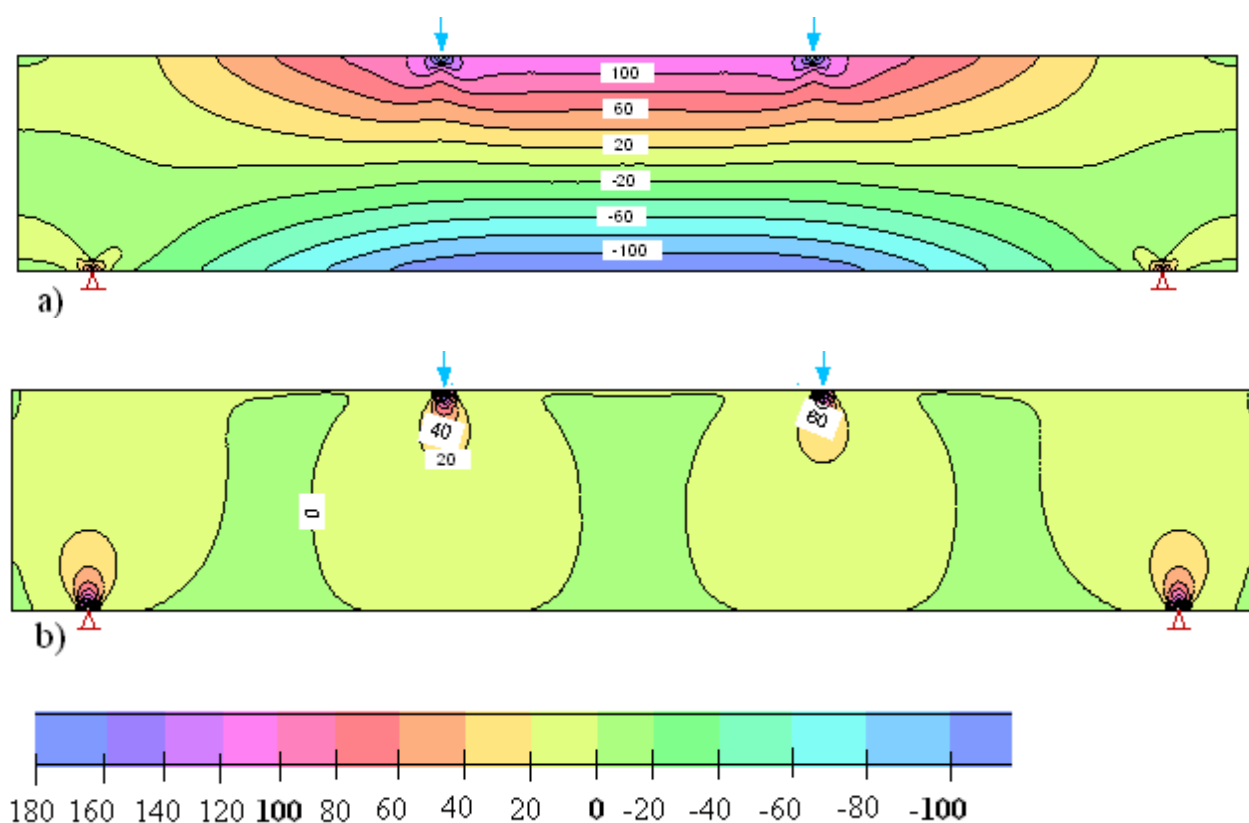


Figure 5–3: Résultats de la simulation A₀₋₃ de l’essai flexion avec le code SIGMA/W : a) Isocontours des contraintes horizontales (kPa); b) Isocontours des contraintes verticales (kPa) à la fin du chargement ($t_f = 1597$ s, voir détails aux tableaux 5–1 et 5–3)

À la figure 5–3a, on constate que la partie supérieure de l’échantillon est soumise à des contraintes horizontales de compression (positives, de couleur violet) et que la partie inférieure

est soumise à des contraintes de traction (négatives, de couleur bleue). On remarque aussi que les contraintes maximales (en traction ou en compression) se retrouvent entre les deux charges appliquées (F_a et F_b au haut). Les contraintes de traction et de compression maximales sont égales (en valeur absolue), comme montré à la figure 5–4.

À la figure 5–3b, on observe que les contraintes verticales sont positives autour des points d'appui (supérieurs et inférieurs). Ces valeurs diminuent lorsqu'on s'éloigne des points d'appui. On remarque également que les contraintes verticales deviennent maximales (à environ 100 kPa) directement aux points d'appui. La contrainte verticale est égale à zéro au centre de l'éprouvette (où la contrainte horizontale en valeur absolue est maximale). On constate aussi que les contraintes verticales sont moins importantes que les contraintes horizontales développées dans l'éprouvette. Ces dernières régissent alors le comportement des résidus lors des essais de flexion.

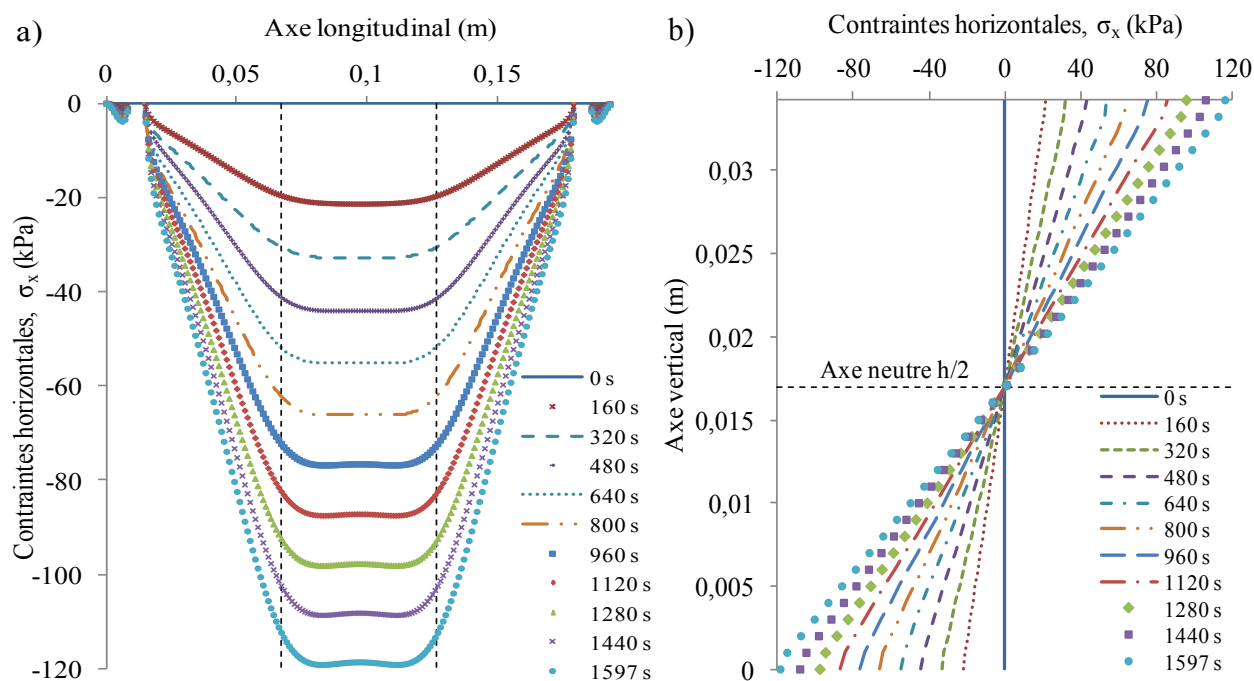


Figure 5–4: Résultats de la simulation A_{0-3} avec le code numérique SIGMA/W : Valeurs des contraintes horizontales a) le long de l'axe longitudinal au bas de l'éprouvette; b) le long de l'axe vertical au centre de l'éprouvette

La figure 5–4a montre l'évolution des contraintes horizontales de traction sur la frontière inférieure de l'éprouvette en fonction du temps, de $t = 0$ s jusqu'à $t_f = 1597$ s (t_f correspond au temps de rupture mesuré lors de l'essai de flexion 5-M; voir tableaux 4–3 et 5–3) obtenue de la simulation A₀₋₃. Pendant les 160 premières secondes, la contrainte en traction augmente jusqu'à une valeur de 20 kPa. Ensuite, cette augmentation est d'environ 10 kPa pour chaque incrément de 160 secondes. La valeur maximale de la contrainte en traction est de 119 kPa à $t_f = 1597$ s. L'augmentation de la contrainte en traction (dans la section centrale de l'échantillon) se fait de manière progressive entre 160 s et 1597 s, mais la simulation prédit une augmentation plus rapide de cette contrainte au début de l'essai (i.e. entre $t = 0$ s et $t = 160$ s). Cela peut être dû aux effets du poids propre de l'éprouvette (qui est plus important au début de l'essai de flexion lorsque la charge externe est faible).

La figure 5–4b présente l'évolution des contraintes horizontales (en compression et en traction) le long de la ligne verticale centrale de l'échantillon. Ces résultats montrent que l'axe neutre (où la contrainte horizontale $\sigma_x = 0$) est situé à mi-hauteur ($h/2$); pour la simulation A₀₋₃, cette valeur de $h/2 = 0.017$ m. On observe aussi que les contraintes en traction maximales sont égales aux contraintes en compression maximales à un temps donné et que cette distribution est symétrique de chaque côté de l'axe neutre.

Lorsque le modèle linéaire-élastique (LE) est utilisé, le critère de rupture ne s'applique pas. Alors, les valeurs de la contrainte horizontale minimale (en valeur réelle, négative) σ_{\min} observées à la figure 5–4 ne représentent pas forcément la résistance en traction σ_t . On considère ici que l'échantillon se fracture subitement à la fin de chaque simulation (à la résistance en traction du matériau) à un temps défini par les résultats des essais de flexion menés au laboratoire. La contrainte σ_{\min} (valeur négative) obtenue pour chaque simulation selon le modèle constitutif LE sera présentée par la suite comme étant la valeur de la résistance à la traction σ_t du matériau selon ce modèle.

• État des déformations

La figure 5–5 montre la déformée de l'échantillon (fig. 5–5a) ainsi que les isocontours des déplacements verticaux (fig. 5–5b) et déformations horizontales (fig. 5–5c) à la fin de la simulation A₀₋₃ ($t_f = 1597$ s).

La figure 5–5a présente la forme que prend l'éprouvette à la fin de la simulation. L'échelle verticale a été exagérée dans le but de mieux observer l'effet de la charge appliquée. Les valeurs du déplacement vertical sont montrées à la figure 5–5b.

À la figure 5–5 b, on peut voir que le déplacement vertical maximal de l'échantillon entre les deux forces est le même, en bas et en haut. Cette valeur, qui est d'environ 0,45 mm, est du même ordre de grandeur (mais plus petite) que la valeur mesurée $\delta_{\max} = 0,65$ mm. Le déplacement vertical est nul près des points d'appui au bas de l'échantillon. On constate aussi que les déplacements en bas et en haut de l'éprouvette sont symétriques.

La figure 5–5c montre les isocontours des déformations horizontales. On constate que les déformations ont la même valeur absolue dans la partie centrale inférieure et dans la partie centrale supérieure de l'échantillon. Cela peut être aussi observé à la figure 5–6b.

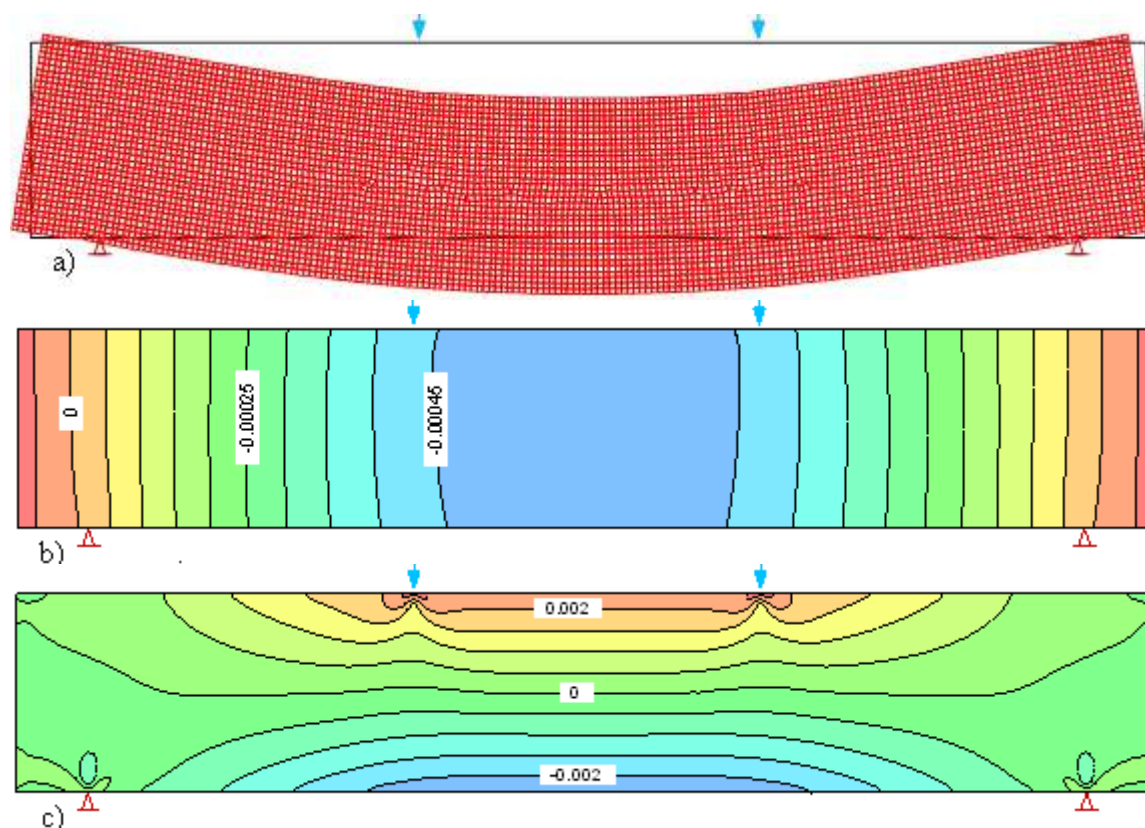


Figure 5–5: Résultats de la simulation $A_{0.3}$ de l'essai de flexion à $t_f = 1597$ s. a) Diagramme de la déformée (pas à l'échelle); b) isocontours des déplacements verticaux (m); c) des déformations horizontales (sans dimensions).

Le déplacement vertical maximal le long de l'axe longitudinal de l'éprouvette à $y = 0$ (au bas) et $y = h$ (au haut) est présenté à la figure 5–6a. On constate qu'il n'y a pas d'écart entre les deux courbes. Le déplacement vertical maximal de 0,49 mm est observé à $L/2 = 0,097$ m. On peut remarquer sur la courbe du déplacement au haut de l'éprouvette qu'il y a deux petites discontinuités au niveau des deux points d'application de la charge (dus aux charges concentrées).

La figure 5–6 b montre l'évolution dans le temps des déformations horizontales (exprimées en pourcentage) le long de la ligne verticale centrale obtenue de la simulation A_{0-3} . Une déformation maximale en traction et en compression de 0,24 % est observée à la fin de la simulation A_{0-3} (i.e. au temps de rupture t_f).

La courbe contrainte-déformation est présentée à la figure 5–6c. Les valeurs de la contrainte en traction σ_x et de la déformation horizontale ε_x correspondent à $x = L/2$ et $y = 0$ à partir de $t = 0$ jusqu'à la fin de la simulation (soit $t_f = 1597$ s). Cette relation (conforme aux attentes) est une ligne droite correspondant au comportement élastique du matériau. Notons ici que la pente de cette droite ne représente pas nécessairement le module de Young E estimé à partir des résultats expérimentaux (et utilisé lors des simulations) puisque le modèle numérique tient compte du coefficient du Poisson ν lors du calcul (contrairement à la méthode élastique utilisée pour l'analyse des résultats). La valeur de la pente du graphique σ_t vs ε_t (≈ 50 MPa) est néanmoins assez proche de celle du module de Young imposé (47 MPa). Rappelons que pour le cas 2D (déformation plane), le code SIGMA/W impose une déformation nulle selon l'axe z ($\varepsilon_z = 0$). Tel que montré à la section 2.5.2, le rapport σ_t/ε_t représente alors une constante de proportionnalité définie par $E/(1 - \nu^2)$ selon l'équation 2–65. Étant donné que la valeur de $1 - \nu^2$ est toujours inférieure à 1, la pente de la relation σ_t vs ε_t sera plus grande que la valeur du module de Young imposé.

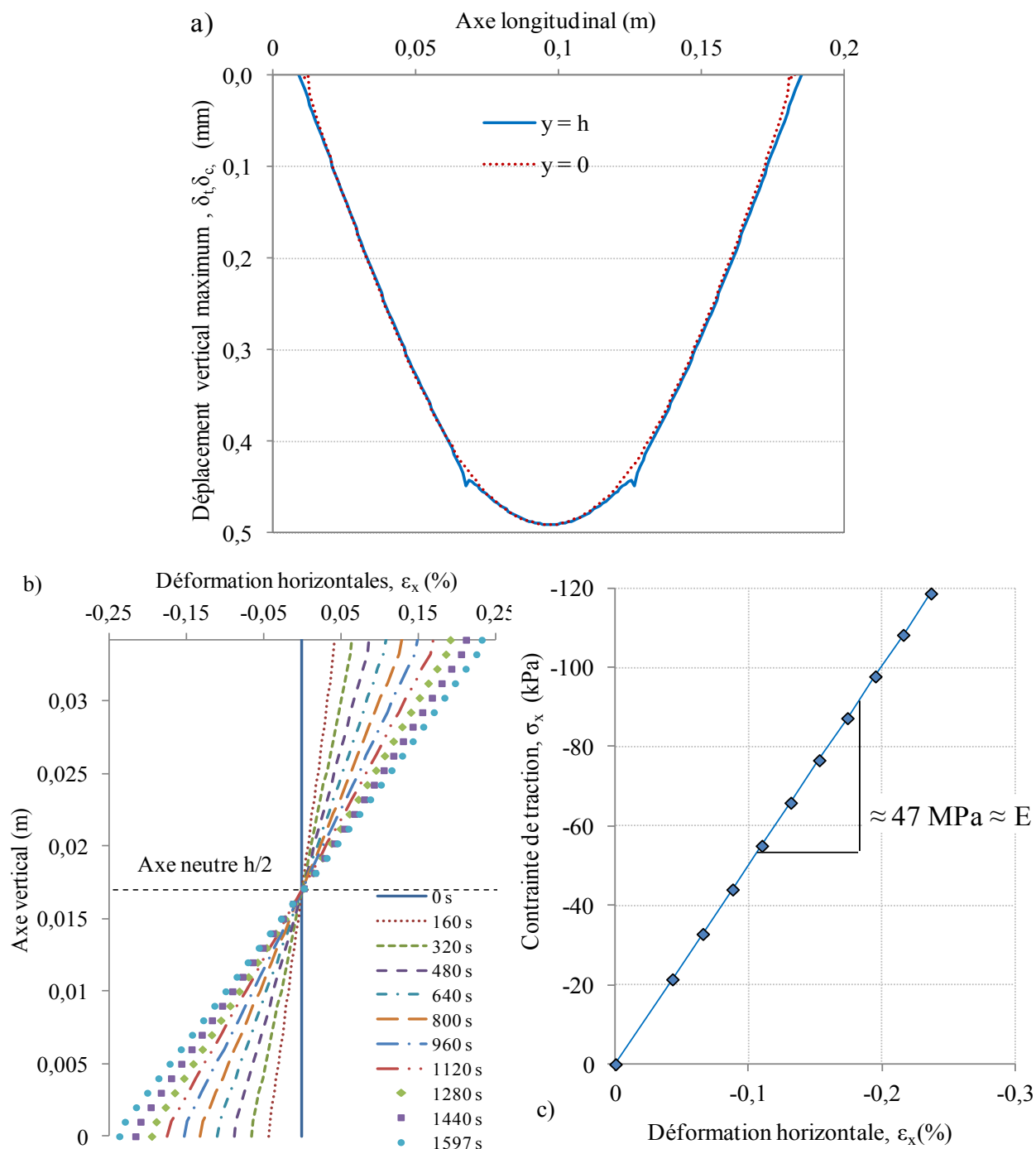


Figure 5–6: Résultats de la simulation A_{0-3} d'un essai de flexion: a) Valeurs des déplacements verticaux en bas et en haut de l'éprouvette à $t_f = 1597$ s; b) Valeurs des déformations horizontales le long de la ligne centrale de l'éprouvette en fonction du temps; c) Diagramme contrainte-déformation à $x = L/2$ au bas de l'éprouvette ($y = 0$).

Série B₀

• État des contraintes

La figure 5–7 présente les isocontours des contraintes horizontales et verticales dans l'échantillon obtenus à la fin de la simulation B₀₋₃ avec le code SIGMA/W (pour un échantillon avec $w = 7,9\%$, voir tableau 5–1).

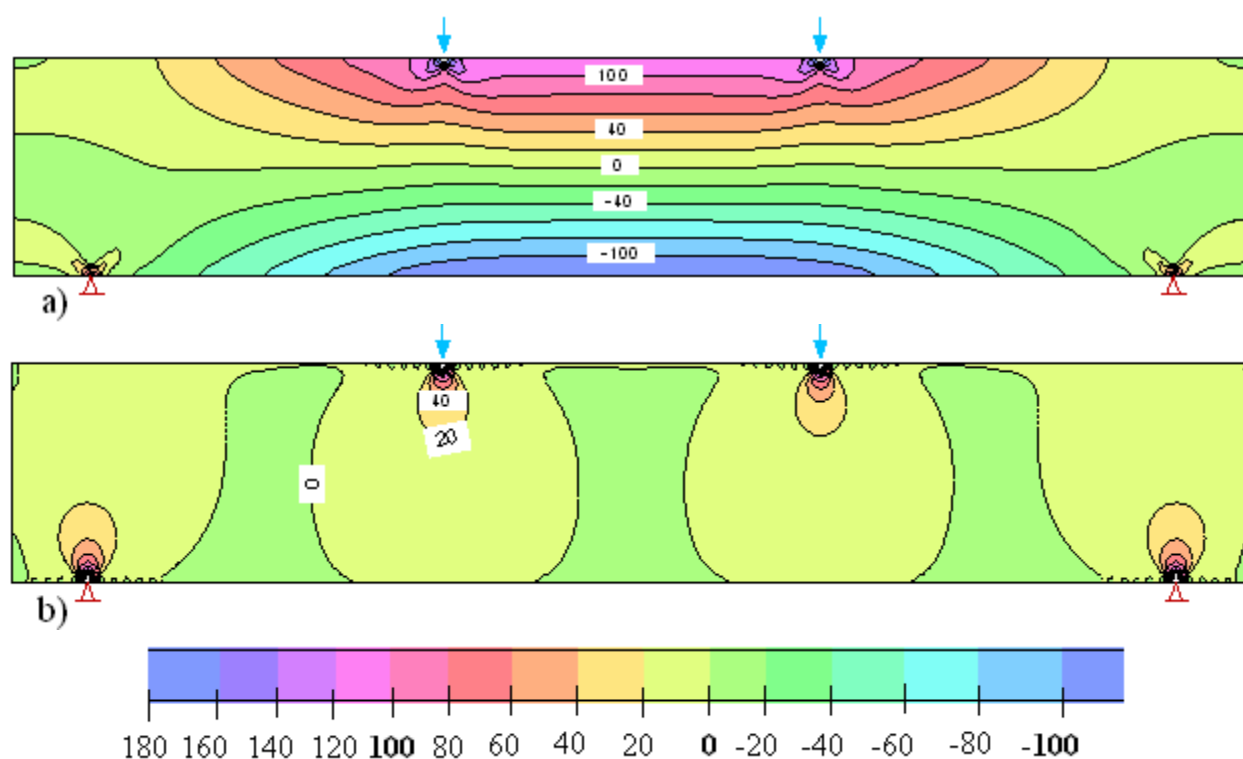


Figure 5–7: Résultats de la simulation B₀₋₃ d'un essai flexion avec le code SIGMA/W : Isocontours des contraintes horizontales (kPa) à la fin du chargement ($t_f = 1597$ s; voir détails aux tableaux 5–1 et 5–3).

Comme pour le cas A₀₋₃ (modèle LE), les résultats obtenus ici avec le modèle EP montrent que la contrainte horizontale est constante dans la zone du bas sous les deux points d'application des charges, tel que montré à la figure 5–7a. On voit aussi que les valeurs absolues des contraintes horizontales en bas et en haut de l'éprouvette sont supérieures à 100 kPa. Des contraintes de

compression assez élevées (allant jusqu'à 180 kPa) peuvent être observées localement au haut de l'éprouvette sous les points d'application de la charge.

À la figure 5-7b, on constate que les contraintes verticales au centre de l'éprouvette sont presque nulles. Ces contraintes σ_y développées dans l'éprouvette deviennent donc négligeables par rapport aux contraintes horizontales.

Lorsque le comportement du matériau est représenté par le modèle élastoplastique avec critère de Mohr Coulomb (EP), le matériau subit des déformations plastiques irréversibles (ou permanentes) dès que la limite de plasticité (i.e. critère de rupture) est atteinte (GeoSlope 2007). Le code SIGMA/W représente cette condition avec des zones de plasticité. Toutefois, aucune zone de plasticité n'a été observée pour le cas B₀₋₃ à $t_f = 1597$ s tel que simulé ici (voir caractéristiques de la simulation au tableau 5-3). Une analyse paramétrique sera présentée plus loin dans ce chapitre afin d'évaluer le(s) facteur(s) influençant le comportement élastique et plastique du matériau.

La figure 5-8a présente la variation des contraintes horizontales de traction le long de l'axe longitudinal (à $y = 0$) de l'éprouvette en fonction du temps. Une valeur minimale de la contrainte de traction $\sigma_{\min} = -119,4$ kPa est observée à $t_f = 1597$ s (temps correspondant à la rupture lors de l'essai 5-M; voir tableaux 4-3 et 5-3). Cette contrainte σ_{\min} (-119,4 kPa) obtenue selon le modèle EP représente la valeur de la résistance à la traction σ_t du matériau selon ce modèle pour la simulation B₀₋₃.

Pendant les 160 premières secondes de la simulation, la contrainte de traction au bas augmente jusqu'à une valeur de 20 kPa approximativement. Ensuite, cette augmentation se fait progressivement à un taux de 10 kPa par chaque incrément de 160 secondes jusqu'à $t_f = 1597$ s.

La figure 5-8 b montre l'évolution de la contrainte horizontale le long de la ligne verticale centrale de l'échantillon en fonction du temps. La position de l'axe neutre de l'éprouvette (où la contrainte horizontale $\sigma_x = 0$) est à mi-hauteur (comme pour la simulation A₀₋₃). Sur cette figure, on observe également que la contrainte maximale de compression, en haut de l'échantillon, a presque la même valeur (absolue) que la contrainte maximale en traction en bas de l'échantillon ($\sigma_c \approx 119$ kPa $\approx \sigma_t$ à $t = 1597$ s).

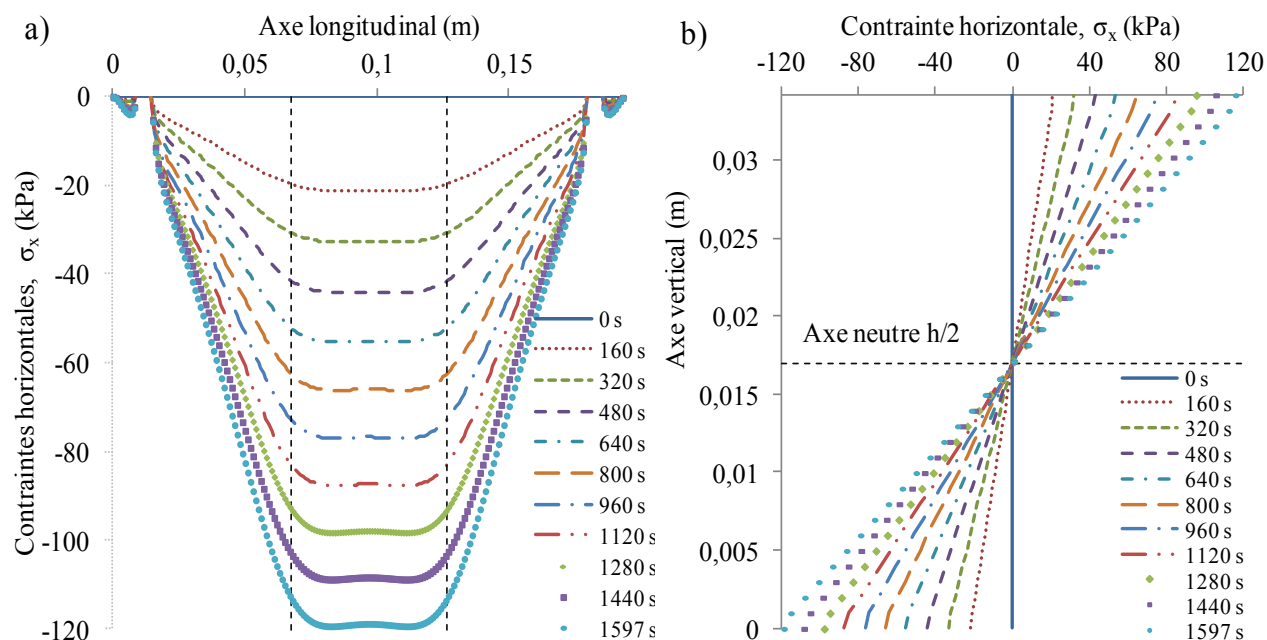


Figure 5–8: Résultats de la simulation B₀₋₃ avec le code numérique SIGMA/W : Valeurs des contraintes horizontales a) le long de l’axe longitudinal au bas de l’éprouvette; b) le long de l’axe vertical central de l’éprouvette.

• État des déformations

La figure 5–9 montre la déformée de l’échantillon (fig. 5–9a; pas à l’échelle) ainsi que les isocontours des déplacements verticaux (fig. 5–9b) et déformations horizontales (fig. 5–9c) à la fin de la simulation B₀₋₃ ($t_f = 1597$ s).

Sur la figure 5–9a, on montre l’allure générale de l’éprouvette à la fin de la simulation. L’échelle verticale a été augmentée dans le but d’observer l’effet de la charge appliquée. Les valeurs du déplacement vertical sont montrées à la figure 5–9b.

À la figure 5–9b, on constate que les déplacements en bas et en haut de l’éprouvette sont similaires. Le déplacement vertical tend vers zéro près des points d’appui de l’éprouvette. Ces déplacements produisent les mêmes déformations au bas et en haut de l’éprouvette, comme l’on peut voir à la figure 5–9c.

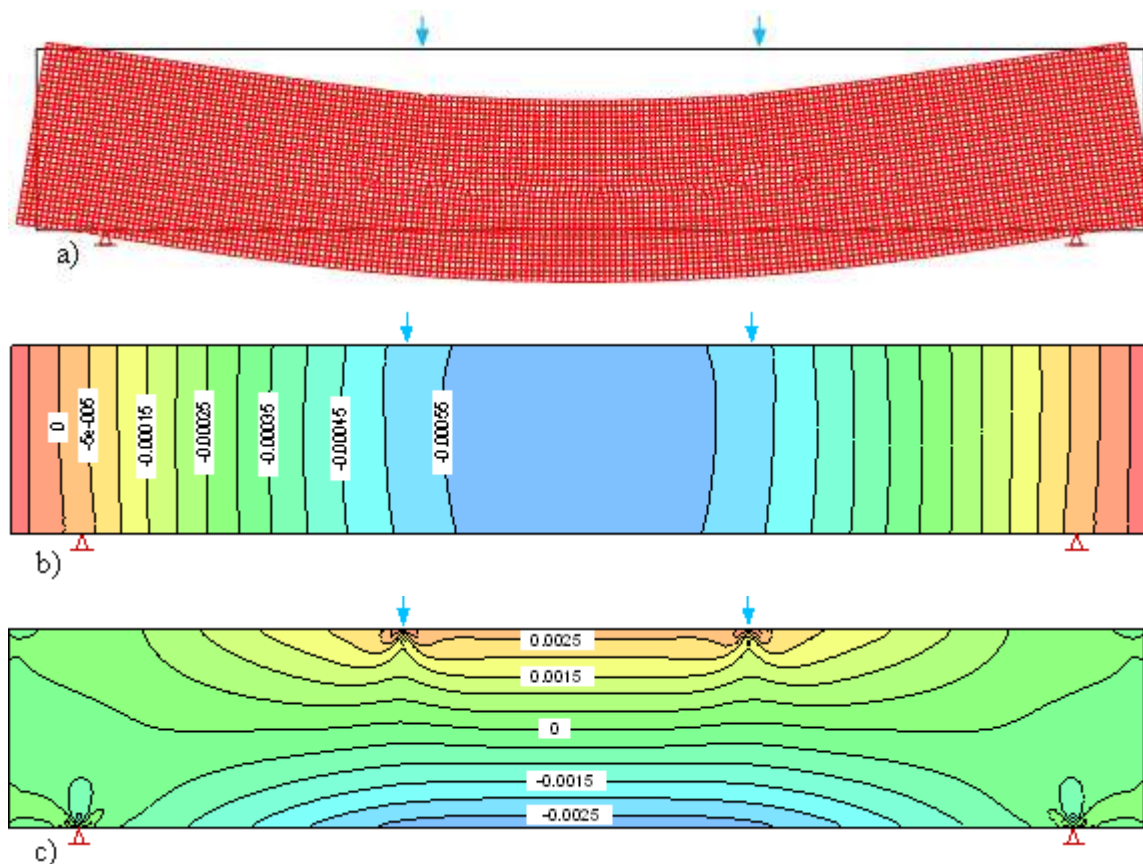


Figure 5–9: Résultats de la simulation B_{0-3} d'un essai de flexion à $t_f = 1597$ s. a) Diagramme de la déformée (pas à l'échelle); b) isocontours des déplacements verticaux (m); c) des déformations horizontales (sans dimensions).

Le déplacement vertical obtenu à $y = 0$ (au bas) et $y = h$ (au haut) à la fin de la simulation B_{0-3} est présenté à la figure 5–10a. Le déplacement vertical maximum (en haut et en bas de l'échantillon) est de 0,59 mm à $L/2 = 0,097$ m.

La figure 5–10b montre l'évolution dans le temps des déformations horizontales (exprimées en pourcentage) le long de la ligne verticale centrale de l'éprouvette obtenue de la simulation B_{0-3} . Des déformations maximales $\varepsilon_{t \max} = \varepsilon_{c \max} = 0,28$ % (à $t_f = 1597$ s) sont observées dans la partie inférieure et supérieure de l'échantillon.

La figure 5–10c présente la courbe contrainte-déformation (correspondant au point au bas au centre de l'éprouvette) obtenue de la simulation B_{0-3} à partir de $t = 0$ jusqu'à $t_f = 1597$ s. Cette

relation contrainte-déformation représente seulement le comportement élastique, étant donné que le matériau n'a pas atteint sa limite de plasticité. La pente de la droite de la courbe contrainte-déformation ($\sigma_x/\varepsilon_x = 42 \text{ MPa}$) est proche du module de Young ($E = 40 \text{ MPa}$) imposé lors des simulations.

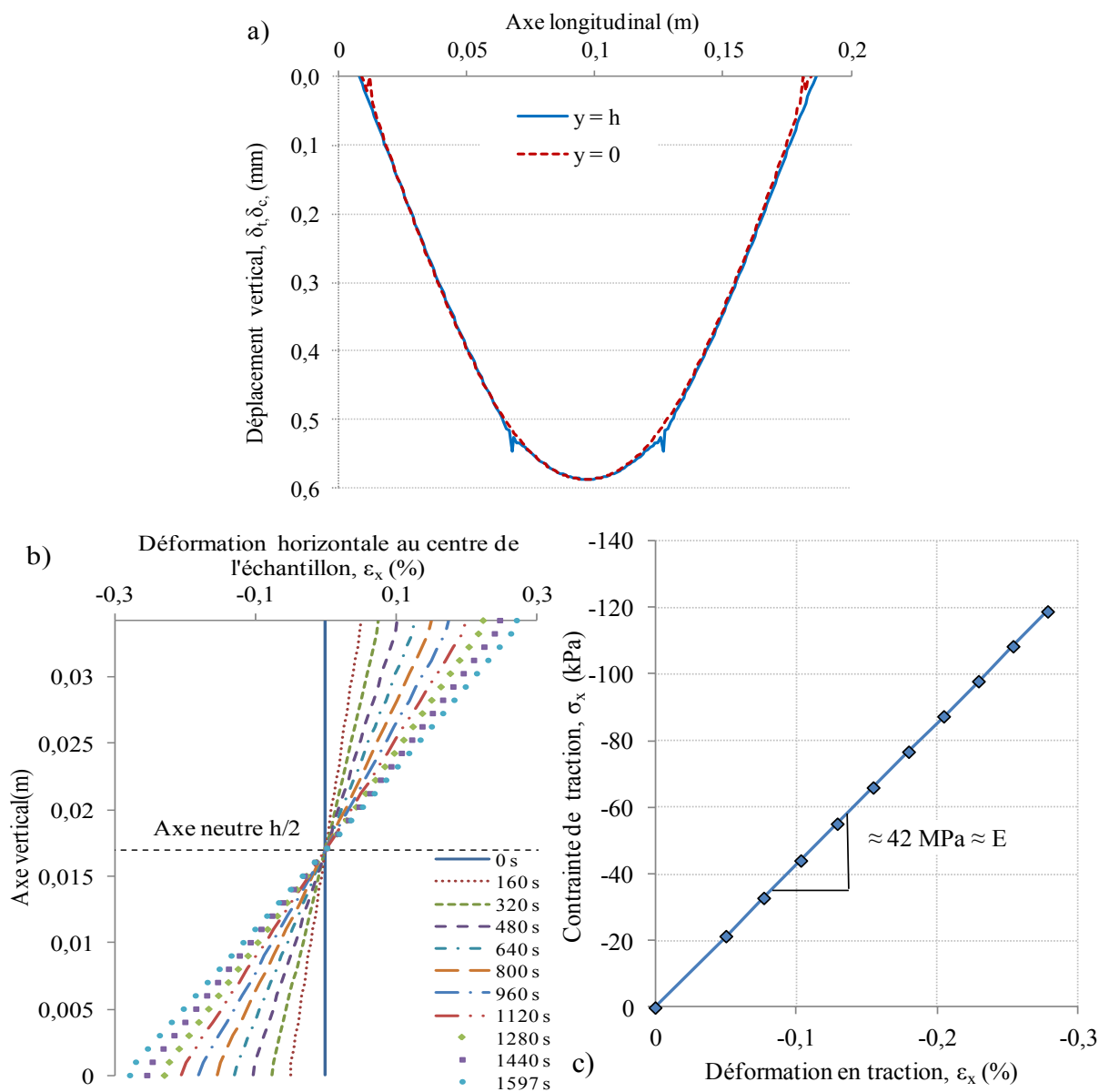


Figure 5–10: Résultats de la simulation B₀₋₃ d'un essai de flexion: a) Valeurs des déplacements verticaux en bas et en haut de l'éprouvette à $t_f = 1597 \text{ s}$; b) Valeurs des déformations horizontales le long de la ligne verticale centrale de l'éprouvette en fonction du temps; c) Diagramme contrainte-déformation obtenu au bas ($y = 0$) au centre de l'éprouvette ($x = L/2$).

5.1.4 Évaluation des résultats des séries A_0 et B_0

Les résultats des essais de flexion réalisés sur les résidus Malartic (Osisko) préparés à une teneur en eau initiale $w_0 = 40 \%$ ($e_0 = 1,0$; série Ma-40) correspondant aux simulations précédentes comprennent, entre autres, le déplacement mesuré au bas, au centre de l'éprouvette en fonction de la force appliquée. La relation entre la force appliquée et le déplacement à la fibre inférieure de chaque échantillon a été présentée précédemment à la figure 4–6. Ces résultats sont comparés ici aux simulations numériques menés avec SIGMA/W pour les séries A_0 et B_0 .

La figure 5–11 montre l'ensemble des résultats pour les relations entre la force F (N) et le déplacement δ_t à la base de l'échantillon (en millimètres) pour chacune de simulations des séries A_0 et B_0 . Ces résultats sont comparés avec les valeurs expérimentales sur la même figure. On observe que les déplacements verticaux maximaux $\delta_{t \max}$ obtenues des simulations A_{0-1} à A_{0-8} sont généralement plus petits que les déplacements mesurés. Les valeurs du déplacement à la rupture obtenues des simulations de la série B_0 (B_{0-1} à B_{0-8}) se rapprochent mieux des valeurs expérimentales. Toutefois, on constate que les relations numériques quasi linéaires ne reproduisent pas très bien le comportement curviligne expérimental des essais de la série Ma-40. Rappelons ici que les valeurs du module de Young E utilisées lors de la série A_0 sont égales aux modules E déterminés expérimentalement (section 4.7) tandis que ces valeurs de E pour la série B_0 , qui sont plus élevées, ont été optimisées par itération (tel qu'expliqué précédemment).

On observe que pour toutes les simulations, le rapport $\Delta F / \Delta \delta_t$ au début de l'essai est légèrement plus petit en comparaison avec le reste de la courbe. Cela veut dire que quand le chargement de l'échantillon commence, le premier incrément de charge génère un déplacement plus important que les incréments de charge suivant. Ceci peut être constaté pour les deux séries de référence (A_0 et B_0). Ce comportement peut être dû à l'effet du poids propre de l'éprouvette qui n'est pas pris en compte lors de l'analyse des résultats expérimentaux selon la méthode élastique. Cet aspect n'a pas été étudié dans ce projet.

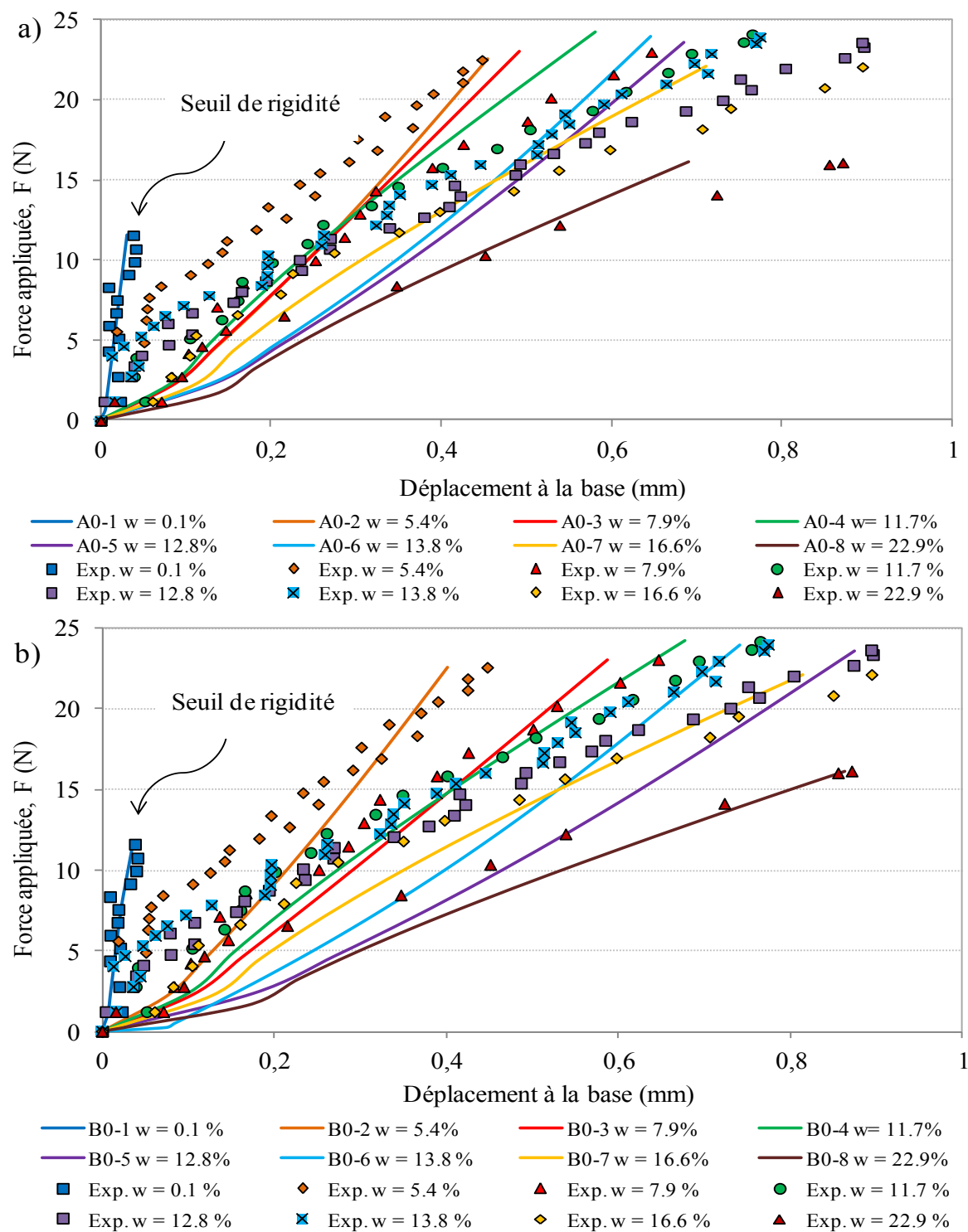


Figure 5–11: Évolution du déplacement vertical au centre de la base de l'éprouvette en fonction de la force appliquée F ; a) Comparaison de résultats numériques de la série A_0 avec les valeurs expérimentales de la série Ma-40; b) Comparaison des résultats numériques de la série B_0 avec les valeurs expérimentales de la série Ma-40.

On observe aussi sur la relation force – déplacement, à la figure 5–11, qu’il existe un seuil à une faible teneur en eau ($w \sim 5,4\%$, et $S_r \sim 17,5\%$); au delà de ce seuil le déplacement augmente plus rapidement avec la force appliquée. Ce seuil marque un changement dans la pente de ces relations. Ce seuil sur la courbe $F-\delta$, marquant le changement de pente, correspond à la teneur en eau pour laquelle la résistance en traction des résidus Malartic (Osisko) est maximale (voir aussi figure 4–23).

On peut déduire de ces résultats que le module de Young E diminue de façon très prononcée avec la teneur en eau. Cela peut aussi être constaté aux figures 4–23 et 5–14. Même si les courbes $F-\delta_t$ numériques n’ont pas la même allure que les courbes expérimentales, il existe un assez bon accord entre elles. À la figure 5–11, on peut remarquer que le déplacement vertical obtenu numériquement (et expérimentalement) varie en fonction de la teneur en eau. Plus la teneur en eau w est élevée, plus le déplacement maximal est prononcé. Un effet de la teneur en eau sur la force maximale à la rupture est aussi observé sur les courbes obtenues des simulations. Ce même comportement a été constaté expérimentalement (voir section 4.3).

À titre d’exemple, une comparaison des résultats obtenus des simulations A_{0-3} et B_{0-3} et de l’essai de flexion 5-M ($w = 7,9\%$) de la série Ma-40 est présentée à la figure 5–12. De manière générale, on voit que les deux simulations reproduisent assez bien la réponse des résidus miniers à la fin de l’essai.

La figure 5–12a présente les déplacements déterminés à la fibre inférieure de l’éprouvette le long de l’axe horizontal à la fin de chaque simulation ($t_f = 1597$ s pour A_{0-3} et B_{0-3}) ainsi que le déplacement maximal mesuré à la rupture de l’échantillon lors de l’essai de flexion 5-M (série Ma-40). Le déplacement vertical (et la déformation maximale en traction, voir aussi figure 5–12b) fourni par le modèle élastique (A_{0-3}) est plus petit que celui fourni par le modèle simulé en EP (B_{0-3}). Rappelons que le module de Young de la simulation A_{0-3} (i.e. $E = 47$ MPa; voir détails au tableau 5–3) est un peu plus élevé que celui de la simulation B_{0-3} (i.e. $E = 40$ MPa; tableau 5–3). Comme mentionné précédemment, les valeurs du module de Young E utilisées lors de simulations du cas A_0 proviennent de l’analyse des résultats expérimentaux, tandis que les modules de Young du cas B_0 découlent d’un processus itératif visant à obtenir les mêmes valeurs de déplacement maximal mesuré (avec un écart $\leq 10\%$). Cela veut dire que lorsque l’on impose les valeurs du module de Young obtenues expérimentalement (cas A_{0-3}), la solution numérique

tend à sous-estimer légèrement le déplacement à la rupture par rapport à celui mesuré expérimentalement.

La figure 5–12b montre la variation de la déformation horizontale le long de l'axe central de l'éprouvette (à $t_f = 1597$ s) pour les simulations A_{0-3} et B_{0-3} et la valeur de la déformation maximale obtenue des mesures à la base de l'éprouvette. La simulation A_{0-3} (modèle linéaire-élastique) sous-estime légèrement la déformation maximale en traction $\varepsilon_{t \max}$ déterminée expérimentalement selon la méthode élastique (section 4.5). La déformation en traction maximale $\varepsilon_{t \max}$ obtenue de la simulation B_{0-3} est égale à la déformation déterminée expérimentalement, même si les déplacements ne sont pas exactement les mêmes.

La figure 5–12c montre les valeurs des contraintes horizontales à $y = 0$ et $x = L/2$ pour les simulations A_{0-3} et B_{0-3} à $t_f = 1597$ s et la résistance à la traction σ_t mesurée. On remarque que les valeurs des contraintes horizontales obtenues de ces simulations sont les mêmes. On note également que le type de modèle constitutif choisi (LP et EP) n'influence pas l'évolution des contraintes horizontales, qui suivent ici un comportement élastique (observé ici pour les deux simulations, voir figure 5–12d). Les contraintes horizontales (selon le comportement élastique) ne sont pas influencées par le module de Young. Rappelons que le module de Young utilisé lors de la simulation A_{0-3} est plus élevé que celui de la simulation B_{0-3} . La valeur de la résistance en traction ($\sigma_t = 119,4$ kPa) obtenue numériquement est du même ordre de grandeur (mais plus faible) que la valeur obtenue de l'analyse expérimentale basée sur la théorie élastique ($\sigma_t = 130$ kPa).

À la figure 5–12d, on présente les relations contrainte-déformation obtenues des simulations A_{0-3} et B_{0-3} . Pour le point situé en bas au centre de l'éprouvette, les valeurs de la résistance en traction et de la déformation maximale correspondante obtenues de l'interprétation des essais de flexion selon la méthode élastique sont aussi présentées sur cette figure. Les deux simulations sous-estiment la résistance en traction déterminée selon la méthode élastique. On remarque aussi que les simulations A_{0-3} (LE) et B_{0-3} (EP) prédisent une même valeur de résistance en traction ($\sigma_t = 119,4$ kPa). Les valeurs de la déformation prédites avec ces deux simulations sont différentes parce qu'on n'a pas utilisé les mêmes modules de Young.

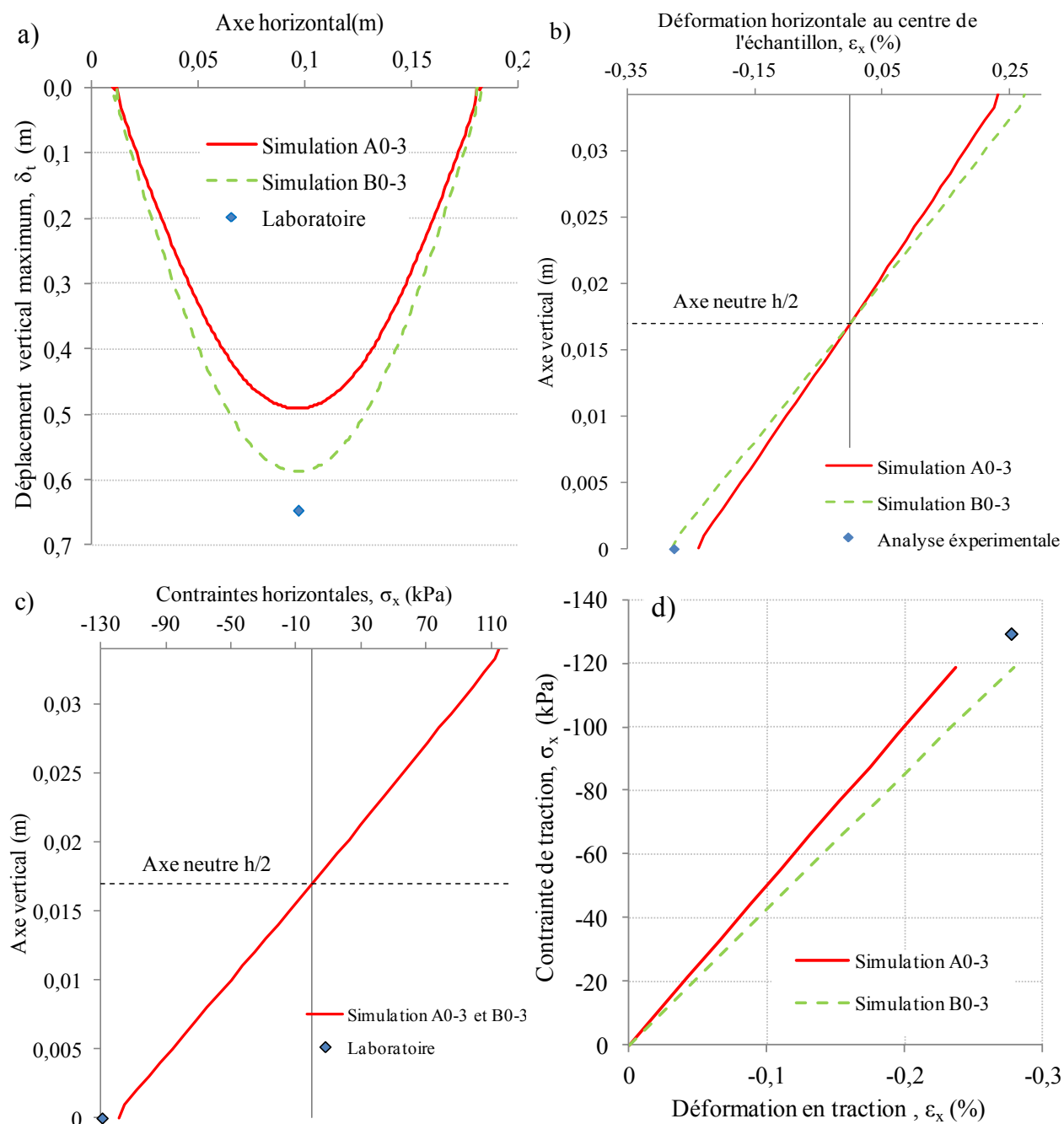


Figure 5–12: Comparaison des résultats obtenus des simulations A₀₋₃ et B₀₋₃ pour l'essai de flexion sur un échantillon de résidus Malartic avec $w = 7,9 \%$ (essai M-5); a) Déplacement vertical maximal au bas de l'éprouvette; b) Déformation horizontale maximale le long de la ligne centrale de l'éprouvette; c) Contrainte horizontale maximale le long de l'axe vertical central de l'éprouvette; d) Diagrammes contrainte-déformation pour le point central situé au bas de l'éprouvette.

L'ensemble des résultats numériques des séries A₀ et B₀ (pour les 8 cas simulés) sont résumés et comparés à la figure 5–13 (et au tableau A.5.1.1). Les résultats expérimentaux sont aussi présentés à des fins de comparaison. Les courbes de tendances des relations $\delta_{t\max} - S_r$ et $\varepsilon_{t\max} - S_r$ ont été tracées à l'aide d'une fonction puissance.

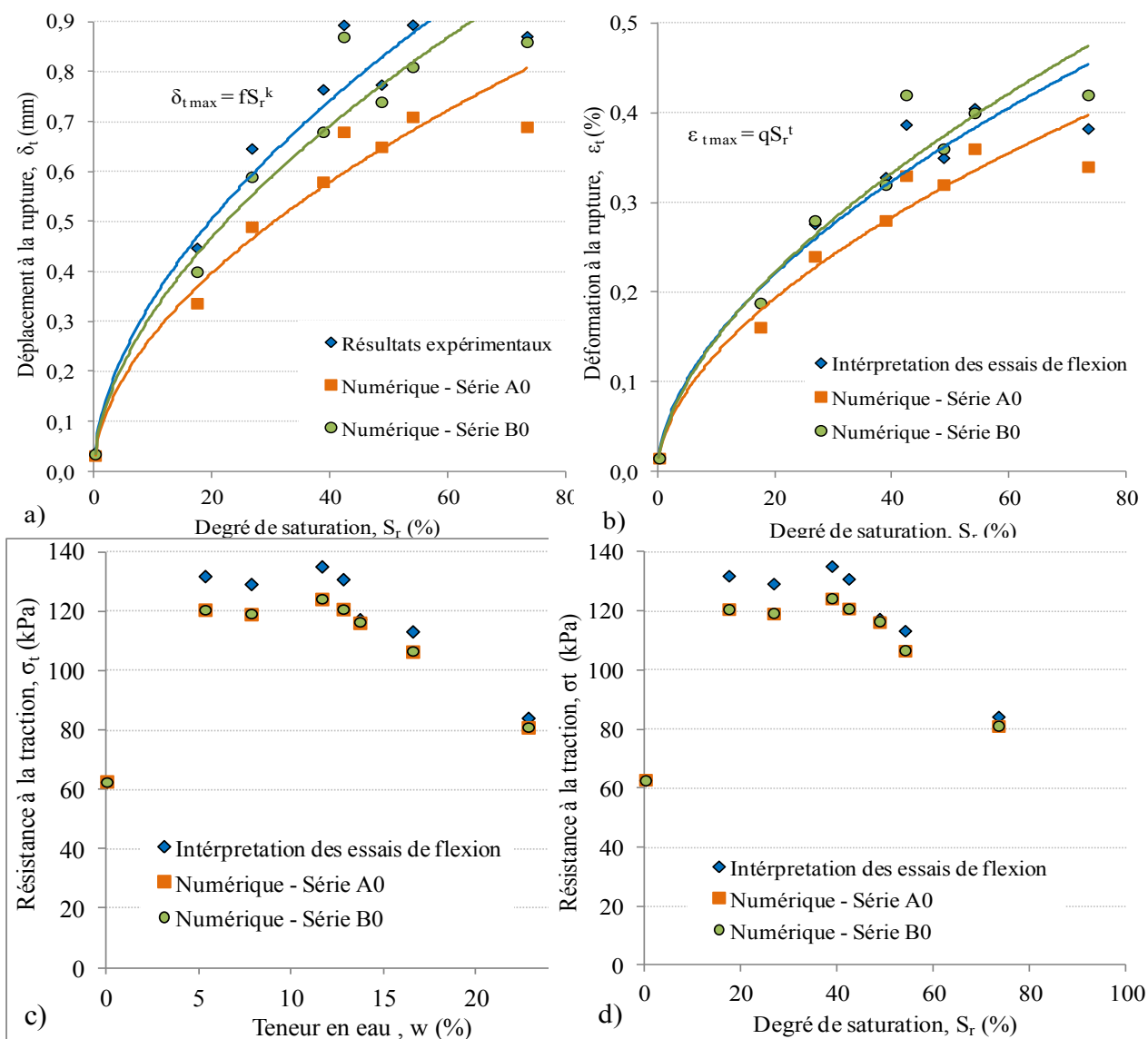


Figure 5–13: a) Valeurs du déplacement maximal $\delta_{t\max}$ à la fibre inférieure des éprouvettes et b) de la déformation maximale $\varepsilon_{t\max}$ à la rupture en fonction du degré de saturation; on montre aussi les courbes de tendance. Valeurs de résistance en traction σ_t en fonction c) de la teneur en eau w et d) du degré de saturation S_r pour les résidus Malartic (série Ma-40; $w_0 = 40\%$); valeurs obtenues numériquement et expérimentalement.

Comme au chapitre 4, on suppose ici que les courbes de tendance des relations $\delta_{t\max} - S_r$ et $\varepsilon_{t\max} - S_r$ passent par l'origine (i.e. $\delta_{t\max} = 0$ à $S_r = 0$ %). En pratique, il peut y avoir une valeur non nulle pour $\delta_{t\max}$ à $S_r = 0$, mais cette valeur est très petite (inférieure à 0,04 mm, voir tableau 4–3) et elle a été négligée lors de l'interprétation des résultats. Cette simplification a été adoptée dans le but de faciliter l'analyse des résultats. Les paramètres qui définissent ces courbes sont présentés au tableau 5–4.

Sur la figure 5–13, on présente les valeurs du déplacement vertical maximal $\delta_{t\max}$ (à $y = 0$ et $x = L/2$ à la fin de chaque simulation), de la déformation maximale en traction $\varepsilon_{t\max}$ et de la résistance en traction σ_t en fonction du degré de saturation S_r (ou de la teneur en eau w). En général, on constate que les résultats numériques suivent les mêmes tendances que les valeurs déterminées expérimentalement.

Sur la figure 5–13a, on note que les valeurs de déplacement à la rupture $\delta_{t\max}$ pour les deux séries numériques sont du même ordre de grandeur. Celles-ci varient entre 0,03 mm pour un échantillon avec un S_r près de zéro et 0,90 mm pour un échantillon avec $S_r \approx 80\%$ ($\rightarrow 100\%$). Pour ces résidus (Malartic), un déplacement variant entre 0,04 et 0,90 mm a été mesuré lors des essais de flexion. Notons à nouveau que les déplacements à la rupture $\delta_{t\max}$ sont plus importants pour les simulations de la série B_0 , en comparaison avec la série A_0 (effet de la diminution du module de Young, voir tableau 5–3). On remarque que la série B_0 reproduit bien la réponse des échantillons au niveau des déplacements (avec une variation $< 10\%$), car ils sont le résultat de plusieurs itérations numériques (en modifiant le module de Young E imposé). On observe aussi que la dispersion autour de la tendance principale des valeurs augmente pour des éprouvettes à des degrés de saturation S_r élevés. Les coefficients f et k (de l'équation présentée à la figure 5–13a trouvés) sont très similaires pour les trois courbes de tendance présentées à la fig. 5–13a, tel que montré au tableau 5–4. Le coefficient de détermination R^2 correspondant est élevé ($R^2 > 0,99$).

Les courbes $\varepsilon_{t\max}$ vs S_r montrés à la figure 5–13b ont la même allure que celles de la figure 5–13a. Les résultats obtenus des simulations numériques sont comparables aux données expérimentales au niveau de la déformation $\varepsilon_{t\max}$. On note également qu'il existe une bonne corrélation entre la déformation maximale $\varepsilon_{t\max}$ numérique et le degré de saturation S_r , avec une valeur de R^2 supérieure à 0,99 (voir tableau 5–4). Les paramètres q et t des courbes de tendance

sont presque les mêmes entre les séries. Au tableau 5–4, on note que l'exposant t (relation $\varepsilon_{t \max} - S_r$) et k (relation $\delta_{t \max} - S_r$), de chaque série, sont très similaires.

Aux figures 5–13c et 5–13d, on montre une comparaison entre les valeurs de la résistance en traction issues de l'interprétation des essais (méthode élastique) et les résultats des simulations numériques de référence (présentés à la section 5.1.2). La résistance à la traction y est exprimée en fonction de la teneur en eau w et du degré de saturation S_r des résidus miniers. Comme pour les valeurs expérimentales, la résistance en traction obtenue numériquement varie non-linéairement avec la teneur en eau w (ou avec S_r) du matériau. Elle augmente avec w (S_r) jusqu'à atteindre une valeur maximale et diminue ensuite graduellement. On voit aussi que les résistances à la traction obtenues pour les simulations des séries A_0 et B_0 (pour un même degré de saturation S_r) sont égales. En général, ces valeurs simulées sont plus faibles que les valeurs expérimentales. La variation entre les résistances en traction numériques et expérimentales est autour de 10%. Les écarts sont moins importants pour des teneurs en eau w élevées et celles proches de zéro. Ces différences pourraient en partie être causées par un manque d'uniformité des éprouvettes au regard de la teneur en eau w et de la géométrie. À la section 4.2, on a montré que la teneur en eau de la partie centrale inférieure des éprouvettes (où la rupture se produit) est légèrement plus élevée que celle mesurée en haut. De plus, les surfaces des éprouvettes ne sont pas forcément planes, ce qui pourrait produire une légère déviation des résultats. Ces deux facteurs ne sont pas pris en compte lors des simulations ni lors de l'analyse expérimentale.

Tableau 5–4 : Paramètres des courbes de tendance des relations $\delta_{t \max} - S_r$ et $\varepsilon_{t \max} - S_r$ du résidu Malartic (Osisko) présentées à la figure 5–13.

Paramètres des équations des courbes de tendance						
Série	f	k	R ²	q	t	R ²
A ₀	0,0773	0,5456	0,993	0,0366	0,5548	0,9927
B ₀	0,087	0,5617	0,9918	0,0385	0,5841	0,9923
Ma-40 (exp)	0,0956	0,5554	0,991	0,0417	0,5555	0,9916

La valeur du module de Young E (exprimée en MPa) pour chacune des simulations numériques des séries A_0 et B_0 est présentée en fonction du degré de saturation du résidu (%) à la figure 5–14. Comme expliqué précédemment à la section 5.1.1, les valeurs du module de Young utilisées lors des simulations de la série A_0 ont été prises directement de l'analyse expérimentale avec $E_t = E_c = \sigma_t/\varepsilon_t$, alors que pour la série B_0 , ces modules E ont été ajustés en fonction du déplacement maximal $\delta_{t\max}$ obtenu. On note quelques différences entre les différentes valeurs numériques des deux séries, mais elles suivent la même tendance avec $E = c_1(1+S_r)^{d_1} + p_1 S_r$ (éq. 4–3). Les valeurs de l'exposant utilisées pour tracer les courbes de tendance expérimentale et numérique sont similaires ($d_1 \approx -0,6$). La valeur du coefficient c_1 (qui représente la valeur de E à $S_r = 0$) obtenue de la série des simulations B_0 est légèrement plus élevée ($c_1 = 450,4$ MPa) que la valeur obtenue de l'analyse expérimentale selon la méthode élastique ($c_1 = 431,8$ MPa). L'influence du module de Young sur la réponse des échantillons est également évaluée à la section 4.7.

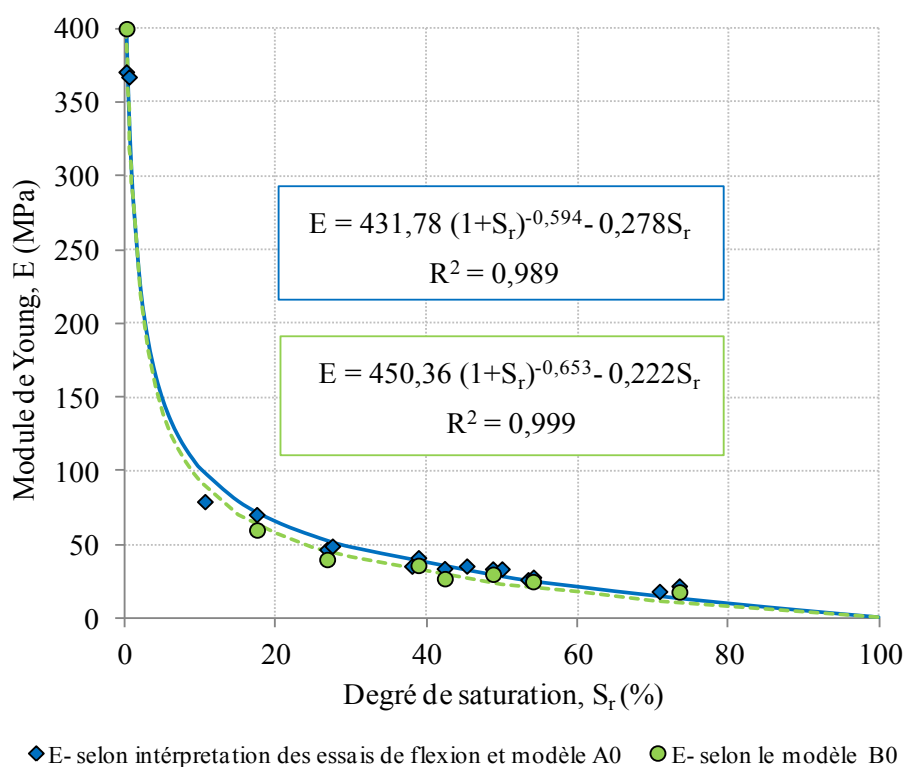


Figure 5–14: Valeurs du module de Young E issues des analyses expérimentale et numérique pour les résidus Malartic (série Ma-40, essais 1-M, 4-M, 5-M, 7-M, 9-M, 11-M, 14-M et 16-M).

5.2 Effet de divers paramètres d'influence

Les principaux résultats de simulations additionnelles aux cas de base sont présentés dans cette section. Les résultats sont exprimés en terme des contraintes de traction à la rupture et des déformation et déplacement à la rupture. Nous avons utilisé ici les mêmes modèles conceptuels qui ont été introduits à la section 5.1.1.

Cette analyse paramétrique vise à évaluer l'effet de différentes variables (soit certaines propriétés des résidus et caractéristiques des modèles numériques) sur le comportement des résidus soumis à des essais de flexion. Pour ce faire, un seul paramètre est varié à la fois dans les séries de simulations.

Les tableaux 5-5 et 5-6 résument les variations appliquées dans les simulations additionnelles par rapport à chaque cas de base A_0 et B_0 . Seuls les paramètres modifiés par rapport aux cas de base A_0 et B_0 sont indiqués aux tableaux. L'effet de sept paramètres ayant une influence potentielle a été évalué, soit la loi de comportement, le module de Young E , la cohésion effective c' , la longueur L et l'épaisseur h des éprouvettes, le coefficient de Poisson ν et la vitesse de chargement. L'effet de certains de ces paramètres est évalué en utilisant une nouvelle série (C_0), qui sera présentée dans cette section. Les autres paramètres, qui n'ont pas été modifiés dans les séries de simulations A_1 , A_2 et B_1 à B_3 , ont été présentés au tableau 5-3. La géométrie utilisée pour ces simulations numériques ont été montres précédemment au tableau 5-1 (voir séries de référence A_0 et B_0).

Tableau 5-5 : Paramètres et caractéristiques modifiés par rapport aux cas de référence A_0 (voir tableau 5-3) lors des simulations paramétriques

Série	Paramètre modifié	Simulation No.							
		1	2	3	4	5	6	7	8
A_0		Voir tableau 5-3							
A_1	E (MPa)	320	52	37	31	26	28	22	18
	E_t (MPa)	250	40	27	23	20	21	17	12
A_2	E_c (MPa)	500	80	54	46	40	42	34	24
	Position axe neutre y (cm)	2,05	1,98	2,00	2,00	2,05	2,10	2,10	2,10

Tableau 5–6 : Paramètres et caractéristiques modifiés par rapport au cas de référence B_0 (voir tableau 5–3) lors des simulations paramétriques

Série	Paramètre modifié	Simulation No.							
		1	2	3	4	5	6	7	8
B_0		Voir tableau 5–3							
	E_t (MPa)	360	52	30	28	24	22	18	14
B_1	E_c (MPa)	720	104	60	56	48	44	36	28
	Position axe neutre y (cm)	2,05	1,98	2,00	2,00	2,05	2,10	2,10	2,10
B_2	Cohésion c' (kPa)	44	93	91	95	92	83	80	59
	E_t (MPa)	360	52	30	28	24	22	18	14
	E_c (MPa)	720	104	60	56	48	44	36	28
B_3	Position axe neutre y (cm)	2,05	1,98	2,00	2,00	2,05	2,10	2,10	2,10
	Cohésion c' (kPa)	50	98	98	101	99	95	86	65

Les résultats des simulations de la série A_0 et B_0 ont été présentés aux sections 5.1.3 et 5.1.4; les principaux résultats comparatifs sont montrés aux figures 5–13 et 5–14. L'effet du module de Young E , avec variation sur la hauteur de l'éprouvette a été analysé via les séries A_1 et A_2 , et B_1 . Pour les séries A_2 , B_1 et B_3 , une valeur du module de Young en traction différente de celle en compression a été utilisée avec un rapport $E_c/E_t = 2$. Cela génère une excentricité de l'axe neutre qui cause des diagrammes des déformations et des contraintes différentes. Une correction de la position de l'axe neutre a été alors effectuée. Autrement dit, la position de l'axe neutre imposée dans les simulations est modifiée jusqu'à ce qu'il coïncide avec l'axe neutre obtenu automatiquement à la fin de la simulation. Les valeurs du module de Young (E_t et E_c) et la position finale de l'axe neutre pour chaque simulation des séries A_2 , B_1 et B_3 sont montrées aux tableaux 5–5 et 5–6.

L'influence de la cohésion c_{app} (c' dans les simulations) a été étudiée avec le modèle de comportement EP. Les séries B_2 et B_3 ont des valeurs de cohésion plus faibles que celles déterminées expérimentalement (voir tableaux 5–3 et 5–6). Pour la série B_2 , une cohésion égale à environ 75% de la valeur expérimentale (présentée au tableau A.4.7.1) a été imposée, comme

expliqué à la section 5.1.1. Les valeurs de cohésion de la série B₃ ont été ajustées afin de faire coïncider le temps d'apparition des zones de plasticité t_p (au bas de l'éprouvette) avec la durée de l'essai de flexion ($t_p = t_f$).

5.2.1 Loi de comportement

Cet aspect a déjà été présenté dans ce qui précède. On peut se servir des séries de simulations A₀ et B₀ pour analyser l'effet de la loi de comportement sur l'état des contraintes et des déformations. La série de base A₀ a été réalisée avec le modèle de comportement LE tandis que la série B₀ adopte le modèle EP.

Les paramètres et caractéristiques de chaque cas ont été présentés au tableau 5–3. Les principaux résultats sont résumés à la figure 5–13 et au tableau A5.1.1. Tel que déjà mentionné, la résistance à la traction σ_t obtenue des simulations ne varie pas selon le modèle constitutif lorsque la déformation demeure élastique (courbe contrainte-déformation linéaire). Si une déformation plastique apparaît (pour le modèle EP), les contraintes plafonnent et peuvent être plus faibles par rapport au modèle LE. Pour le cas B₀₋₃, l'éprouvette modélisée n'a pas subi de déformations plastiques ; c'est pourquoi on obtient des résistances en traction similaires au cas A₀₋₃ (voir figure 5–12). Comme il n'y a pas de critère de rupture (ou de plasticité) dans le modèle de comportement LE, la rupture survient à la fin de la simulation selon l'hypothèse adoptée (à la section 5.1.2).

À la figure 5–12c, on a pu constater que la pente de la courbe σ_t - ε_t pour les séries A₀ et B₀ est supérieure au module de Young imposé (par exemple : $\sigma_t/\varepsilon_t = 50$ MPa et $E = 47$ MPa pour A₀₋₃ ; $\sigma_t/\varepsilon_t = 43$ MPa et $E = 40$ MPa pour B₀₋₃). Rappelons que la valeur du module de Young E utilisée pour les simulations du cas B₀ a été ajustée dans le but d'obtenir les mêmes déplacements à la rupture qu'au laboratoire.

5.2.2 Module de Young E

Le module de Young E exprime la rigidité d'un matériau. A priori, plus le module de Young est élevé, moins le matériau se déforme. L'influence de ce paramètre sur les déformations et les

contraintes a été étudiée en modifiant la valeur de E pour toute l'éprouvette, et aussi en faisant varier E en fonction de la position verticale (i.e. E_t et E_c) avec les modèles LE et EP. Les séries de simulations A_0 , A_1 , A_2 et B_0 , B_1 ont été menées à cet effet.

Rappelons que les cas de la série de référence A_0 utilisent les modules de Young E issus de l'analyse des essais de flexion, tel que présenté à la section 4.7 (les valeurs sont montrées au tableau 5–3), tandis que les simulations de la série B_0 utilisent des modules de Young E qui mènent aux déplacements expérimentaux à la rupture $\delta_{t \max}$. Pour la série A_1 , le module de Young E est modifié (i.e. diminué par rapport aux valeurs des simulations de la série A_0 , voir tableau 5–5) afin d'obtenir les déplacements à la rupture $\delta_{t \max}$ qui ont été mesurés au laboratoire. Les simulations des séries A_2 et B_1 adoptent un comportement bimodulaire des résidus miniers (avec $E_c \neq E_t$) selon les lois de comportement linéaire élastique et élastique-plastique respectivement. Ces simulations ont été menées en adoptant un rapport constant $E_c/E_t = 2$ tel que mentionné à la section 5.1. Lorsque les modules de Young en traction et en compression diffèrent, il faut ajuster la position de l'axe neutre imposé lors des simulations afin d'obtenir des résultats cohérents. La position de l'axe neutre, qui est imposée initialement (pour identifier les zones de compression et de traction), doit coïncider avec la position de l'axe neutre des diagrammes des contraintes et des déformations (obtenus à la fin de la simulation).

Séries A_1 et A_2

Les déplacements verticaux, les déformations horizontales et les contraintes obtenus des simulations A_{1-3} et A_{2-3} avec les différentes valeurs du module E , sont présentés à la figure 5–15. Les résultats montrés aux figures 5–15a, 5–15b et 5–15c correspondent à la fin des simulations A_{1-3} et A_{2-3} ($t_f = 1597$ s). La figure 5–15 montre aussi les valeurs expérimentales.

La figure 5–15a présente le déplacement vertical final au bas de l'éprouvette (à $t_f = 1597$ s). Tel qu'anticipé, on constate que l'échantillon plus rigide (simulation A_{0-3} , $E = 47$ MPa) subit des déplacements verticaux plus petits que l'échantillon moins rigide (simulation A_{1-3} , $E = 37$ MPa). Lorsque l'échantillon se comporte différemment en traction qu'en compression (simulation A_{2-3} avec $E_t = 27$ MPa et $E_c = 54$ MPa), on obtient pratiquement les mêmes valeurs de déplacement au bas que pour A_{1-3} . Les déplacements obtenus pour ces trois simulations sont du même ordre de grandeur. On observe également qu'en diminuant le module de Young (de 10 MPa), le

déplacement δ_{tmax} numérique devient pratiquement égal au déplacement maximal mesuré au laboratoire.

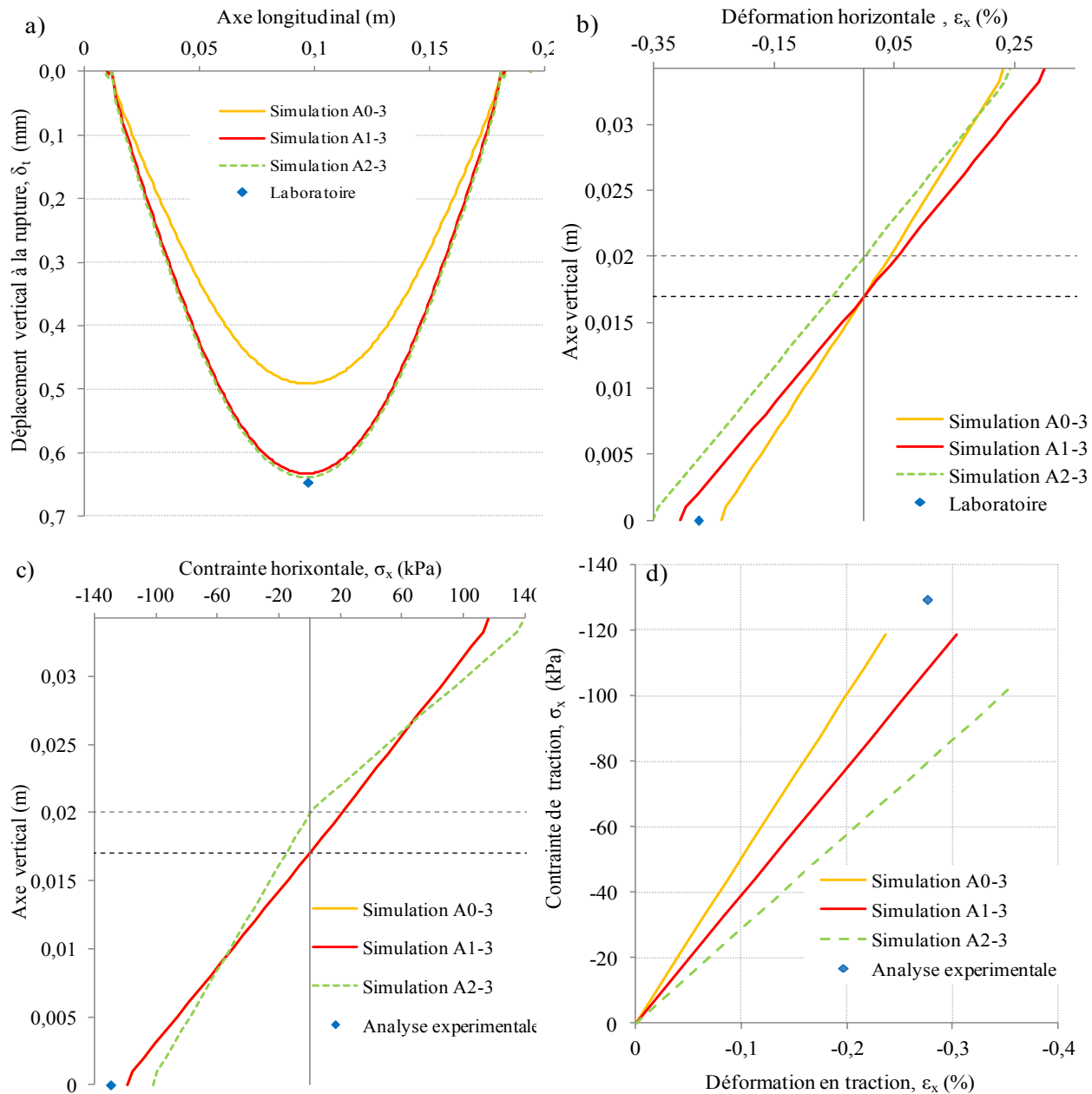


Figure 5-15: Résultats des simulations A₀₋₃, A₁₋₃ et A₂₋₃: Comparaison des résultats numériques (à $t_f = 1597$ s) et expérimentaux obtenus pour l'essai sur l'échantillon de résidus Malartic (série Ma-40; $w = 7,9$ %) pour différents modules de Young. a) Déplacement vertical maximal au bas de l'éprouvette; b) Déformation horizontale le long de l'axe central vertical; c) Contrainte horizontale le long de l'axe central vertical de l'éprouvette ; d) Diagramme contrainte-déformation pour le point situé au bas, au centre de l'éprouvette.

La déformation horizontale le long de l'axe vertical central de l'éprouvette est illustrée à la figure 5–15b. On constate que la simulation A_{1-3} produit des déformations en traction ε_t et en compression ε_c légèrement plus élevées que la simulation A_{0-3} . La déformation en traction à la rupture $\varepsilon_{t \max}$ observée pour la simulation A_{1-3} augmente (par rapport à la déformation $\varepsilon_{t \max}$ obtenue de la simulation A_{0-3}) dans la même proportion que la déformation maximale en compression $\varepsilon_{c \max}$ diminue, conservant ainsi la même position de l'axe neutre (à $y = h/2$). Par contre, la simulation A_{2-3} (avec $E_t = 0,5E_c$) engendre une plus grande déformation en traction $\varepsilon_{t \max}$ tout en ayant la même déformation maximale en compression $\varepsilon_{c \max}$ que le cas de base. Les résultats montrent que lorsque le module de Young en compression E_c est supérieure à E_t , l'axe neutre se déplace au-dessus du milieu de l'éprouvette.

La figure 5–15c montre la contrainte horizontale à $x = L/2$ à la fin des simulations A_{0-3} , A_{1-3} et A_{2-3} . On observe que les contraintes horizontales ne sont pas affectées par une variation du module de Young E lorsqu'il est constant sur toute l'épaisseur de l'éprouvette (voir simulations A_{0-3} et A_{1-3}). Par contre, la contrainte en traction maximale au bas (à $y = 0$) diminue et la contrainte de compression maximale (en haut, à $y = h$) augmente lorsque $E_t < E_c$.

La figure 5–15d montre les courbes σ_t vs ε_t obtenues des simulations A_{0-3} , A_{1-3} et A_{2-3} . Les valeurs de σ_t et ε_t ont été déterminées à $x = h/2$ et à $y = 0$. Puisque la variation du module de Young affecte les déformations horizontales, on obtient ici trois courbes différentes. Lorsque le matériau est moins rigide (A_{1-3}), la courbe se situe à droite (avec ε_x plus grande) de la courbe de référence A_{0-3} . Pour un comportement bimodulaire simulé (A_{2-3}), la courbe contrainte-déformation $\sigma_x - \varepsilon_x$ se situe aussi à droite de la courbe de référence A_{0-3} .

On constate que les simulations A_{1-3} et A_{2-3} produisent les mêmes valeurs de $\delta_{t \max}$ que celles obtenues expérimentalement. On observe aussi que la simulation A_{1-3} (avec un E constant sur l'axe vertical de l'éprouvette) reproduit mieux la réponse finale des résidus miniers car les résultats obtenues de cette simulation (i.e. $\delta_{t \max}$, σ_t et $\varepsilon_{t \max}$) se rapprochent davantage des valeurs expérimentales.

Les principaux résultats issus des simulations numériques des séries A_0 , A_1 et A_2 (cas 1 à 8) sont résumés à la figure 5–16 et au tableau A.5.1.2. Ces résultats correspondent à 8 essais de flexion avec différentes teneurs en eau. Les résultats de ces simulations sont liés au degré de saturation correspondant, tel que mesuré au laboratoire. Les courbes de tendances des relations $\delta_{t \max} - S_r$ et

$\varepsilon_{t \max}$ - S_r ont été tracées sur la figure 5–16. Les paramètres de ces courbes sont présentés au tableau 5–7.

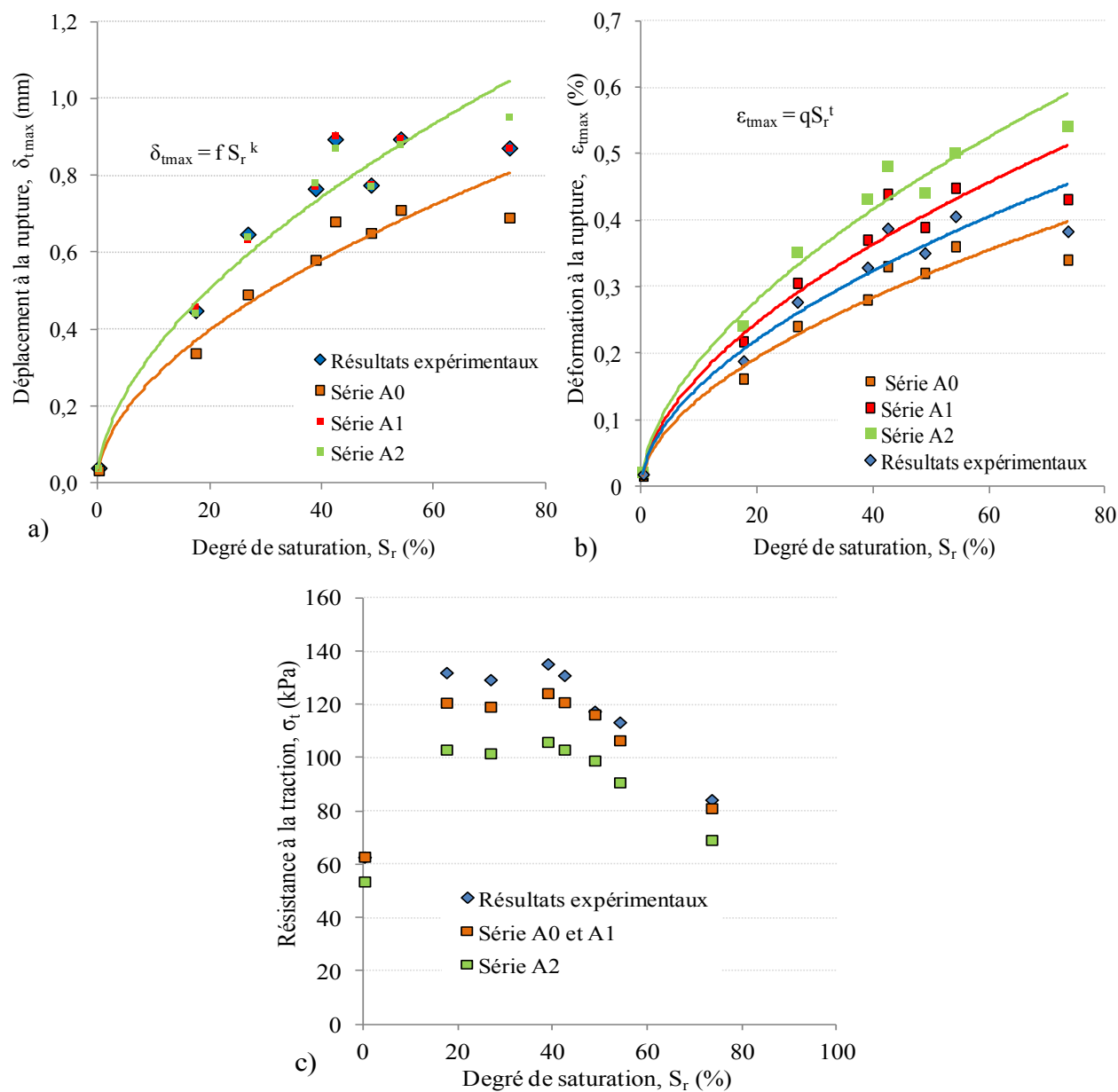


Figure 5–16: Résultats des simulations des séries A₀, A₁ et A₂: Comparaison des principaux résultats obtenus numériquement avec différents modules de Young (valeurs simulées et mesurées). a) Déplacement vertical maximal à la rupture $\delta_{t \max}$ en fonction du degré de saturation des résidus; b) Déformation en traction maximale $\varepsilon_{t \max}$ en fonction du degré de saturation S_r des résidus; c) Résistance à la traction σ_t en fonction du degré de saturation S_r des résidus.

Tableau 5–7 : Paramètres des courbes de tendance des relations $\delta_{t \max} - S_r$ $\varepsilon_{t \max} - S_r$ du résidu Malartic (Osisko) présentées à la figure 5–16.

Paramètres des équations des courbes de tendance						
Série	f	k	R ²	q	t	R ²
A ₀	0,0773	0,5456	0,993	0,0366	0,5548	0,9927
A ₁	0,0935	0,5618	0,9912	0,0453	0,5645	0,9923
A ₂	0,0911	0,5698	0,9947	0,0504	0,5723	0,9959
Ma-40 (exp)	0,0956	0,5554	0,991	0,0417	0,5555	0,9916

La figure 5–16a illustre la relation entre le déplacement vertical maximal $\delta_{t \max}$ (mm) et le degré de saturation S_r (%) du matériau. On présente aussi les valeurs du déplacement maximal mesuré à la rupture à la fibre inférieure de l'échantillon. On observe que les déplacements obtenus des séries A₁ et A₂ sont très proches des déplacements mesurés. Les déplacements verticaux obtenus pour les cas A₁ (avec un module de Young plus petit que pour A₀) sont légèrement plus élevés que pour le cas de base A₀. Au tableau 5–7, on observe que les paramètres f (autour de 0,09) et k (environ 0,56) des courbes de tendance (du rapport $\delta_{t \max} - S_r$) des séries numériques A₁, A₂ et de la série expérimentale Ma-40 sont presque les mêmes. Les coefficients de détermination R² sont assez élevés (> 0,99) pour les séries numériques modifiées.

La déformation en traction maximale $\varepsilon_{t \max}$ (%) est présentée en fonction du degré de saturation S_r (%) à la figure 5–16b. On remarque que les déformations $\varepsilon_{t \max}$ obtenues des séries A₁ et A₂ sont plus élevées que celles obtenues expérimentalement et celles de la série de référence A₀. Lorsque le module de Young E diminue, la déformation $\varepsilon_{t \max}$ augmente. Le coefficient q de la relation montrée sur la figure 5–16b est du même ordre de grandeur pour les séries numériques et expérimentales, variant entre 0,037 et 0,05. L'exposant t varie entre 0,55 et 0,57 environ, tel que montré au tableau 5–7.

La résistance en traction σ_t obtenue pour différents modules de Young est présentée en fonction du degré de saturation S_r à la figure 5–16c. On observe ici que les résistances en traction sont similaires pour les simulations des séries A₀ et A₁. Ces valeurs sont plus faibles que les valeurs déterminées expérimentalement (selon la solution analytique élastique), mais plus élevées que

celles obtenues de la série de simulations A_2 (qui adopte un comportement bimodulaire). Le fait d'imposer un module de Young en traction E_t différent de celui en compression E_c affecte donc l'état de contraintes et la résistance du matériau.

Cas B_1

L'effet de la rigidité des résidus a aussi été analysé numériquement avec la loi du comportement élastique-plastique. La série B_1 simule le comportement des résidus ayant un module de Young en traction E_t différent de celui en compression E_c (avec un rapport $E_c = 2E_t$). La comparaison des principaux résultats des simulations B_{1-3} et B_{0-3} avec les résultats expérimentaux est présentée à la figure 5-17 (à titre d'exemple; voir résultats des autres simulations au tableau A.5.1.3). Les valeurs montrées aux figures 5-17a, 5-17b et 5-17c ont été déterminées à la fin de chaque simulation ($t_f = 1597s$).

La figure 5-17a présente le déplacement vertical à $y = 0$ et le déplacement vertical mesuré à la rupture de l'échantillon lors de l'essai 5-M. On observe que les modules de Young imposés ($E = 40$ MPa pour B_{0-3} , et $E_t = 30$ MPa et $E_c = 60$ MPa pour B_{1-3}) produisent des déplacements verticaux δ_t similaires (à $t = 1597$ s). Rappelons que les modules E , E_t et E_c proviennent d'un processus itératif visant à obtenir les valeurs du déplacement mesurées au laboratoire (avec un écart de $\pm 10\%$) tel qu'expliqué précédemment.

La déformation horizontale le long de l'axe central vertical de l'éprouvette est illustrée à la figure 5-17b. On constate que la simulation B_{1-3} , produit des déformations en traction ϵ_t plus importantes que la simulation B_{0-3} tandis que les déformations en compression ϵ_c sont plus petites. Les résultats des simulations montrent que lorsque l'on impose $E_t = 0,5 E_c$, l'axe neutre est déplacé au-dessus du centre de l'échantillon (jusqu'à $y = 0,02$ m, pour la simulation B_{1-3}). À noter que la position de l'axe neutre dépend de l'ampleur du rapport E_t/E_c . Les droites obtenues des simulations B_{0-3} et B_{1-3} sont quasiment parallèles. On note aussi que la simulation B_{1-3} ($\epsilon_{t \max} = 0,32\%$) surestime la déformation en traction maximale $\epsilon_{t \max}$ par rapport à celle mesurée ($\epsilon_{t \max} = 0,27\%$).

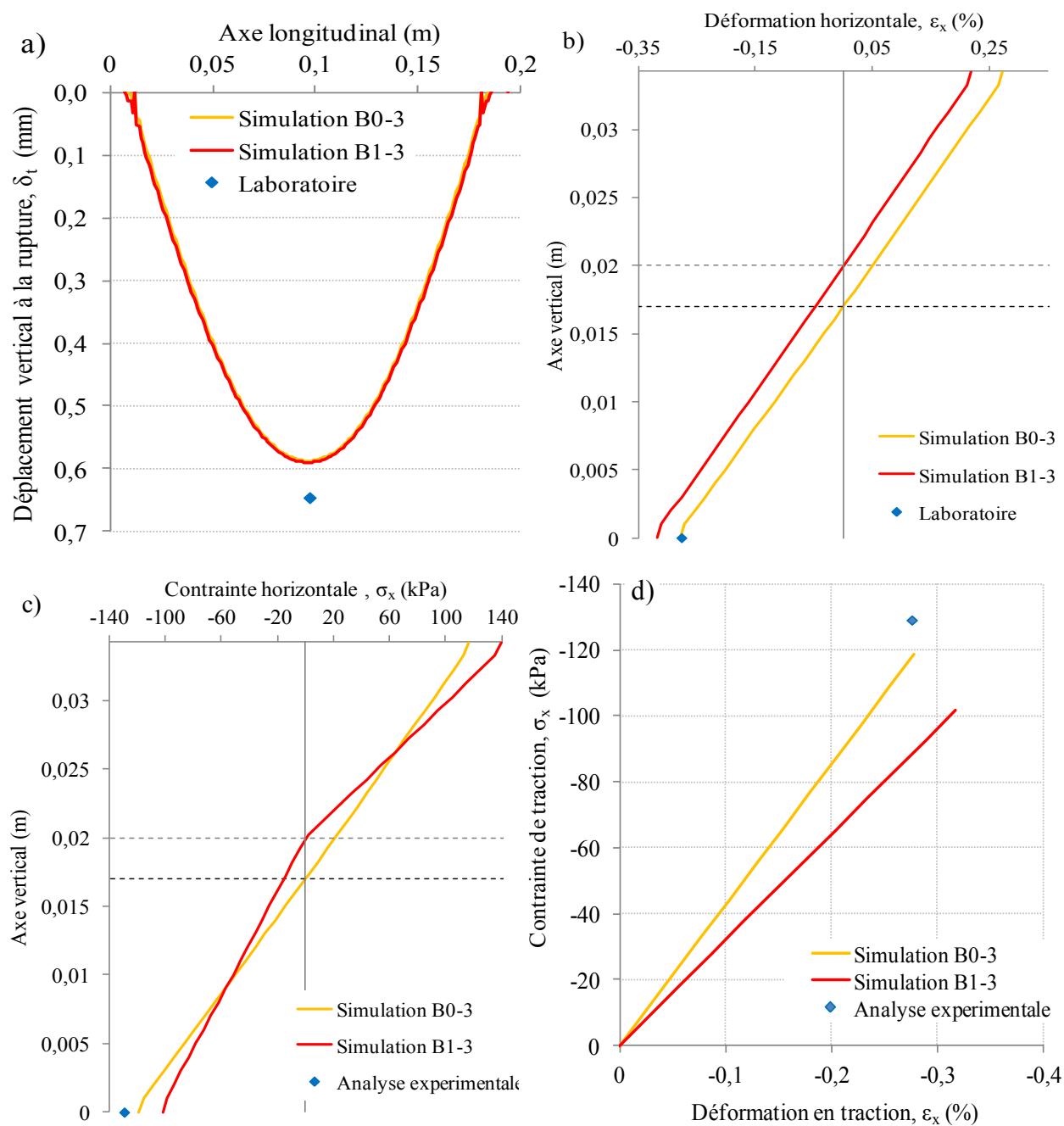


Figure 5–17: Résultats des simulations B₀₋₃ et B₁₋₃: Comparaison des résultats numériques (à $t_f = 1597$ s) et expérimentaux obtenus pour l'échantillon de résidus Malartic (série Ma-40; $w = 7,9\%$) pour différents modules de Young. a) Déplacement vertical maximal au bas de l'éprouvette; b) Déformation horizontale maximale le long de l'axe central vertical; c) Contrainte horizontale maximale le long de l'axe central vertical de l'éprouvette; d) Diagramme contrainte-déformation pour le point situé au bas, au centre de l'éprouvette.

La figure 5–17c présente la contrainte horizontale le long de l’axe central vertical de l’éprouvette à la fin des simulations ($t_f = 1597$ s). On observe ici que la résistance en traction σ_t diminue (d’environ 20 kPa) lorsqu’on passe d’un module E constant de 40 MPa (pour B_{0-3}) à un module variable avec $E_t = 30$ MPa et $E_c = 60$ MPa (pour B_{1-3}). La contrainte de compression σ_c à $y = h$ augmente d’environ 20 kPa par rapport au cas de base B_{0-3} , quand le module de Young E_c passe de 40 kPa à 60 kPa. Le cas B_{1-3} (qui adopte un comportement bimodulaire) sous-estime la valeur de la résistance en traction ($\sigma_t = 101,7$ kPa) par rapport à celle obtenue expérimentalement selon l’analyse élastique ($\sigma_t = 129,3$ kPa).

La figure 5–17d présente les courbes σ_x vs ε_x obtenues des simulations B_{0-3} , B_{1-3} (de $t = 0$ jusqu’à $t_f = 1597$ s) et les valeurs expérimentales de σ_t et $\varepsilon_{t \max}$ (pour l’essai 5-M, $w = 7,9\%$). On observe que la courbe σ_x vs ε_x est moins raide lorsque le module de Young en traction E_t diminue. On remarque également l’absence de déformation plastique (à $t_f = 1597$). Seul le comportement linéaire élastique est observé à la figure 5–17d. On constate que la simulation B_{0-3} (avec E constant) fournit les résultats (i.e. σ_t et $\varepsilon_{t \max}$) qui s’approchent le mieux des valeurs expérimentales obtenues de l’essai 5-M.

Les principaux résultats obtenus à la fin des simulations B_0 et B_1 (à $t_f = 1597$ s) sont présentés en fonction du degré de saturation à la figure 5–18 et au tableau A.5.1.3. Ces résultats sont comparés aux valeurs mesurées lors de l’essai 5-M ($w = 7,9\%$; série Ma-40). Les valeurs du déplacement vertical maximal (à la fin de chaque simulation) $\delta_{t \max}$, de la résistance en traction σ_t et de la déformation en traction maximale $\varepsilon_{t \max}$ obtenues pour différents modules de Young sont comparées entre elles. Des courbes de tendance ont été tracées pour les relations $\delta_{t \max} - S_r$ et $\varepsilon_{t \max} - S_r$ pour faciliter la comparaison des résultats. Les paramètres caractéristiques de ces courbes sont montrés au tableau 5–8.

Le déplacement vertical maximal $\delta_{t \max}$ obtenu à la fin des essais de flexion et des simulations des séries B_0 et B_1 est présenté en fonction du degré de saturation à la figure 5–18a. On voit que la différence entre les valeurs expérimentales et numériques est faible. Les paramètres f et k (présentés au tableau 5–8) des trois courbes de tendance, variant entre 0,082 et 0,096 et entre 0,55 et 0,57 respectivement, démontrent qu’il existe une bonne concordance entre les résultats numériques et expérimentaux et que la tendance est la même. Les valeurs du coefficient de détermination R^2 sont élevées dans tous les cas.

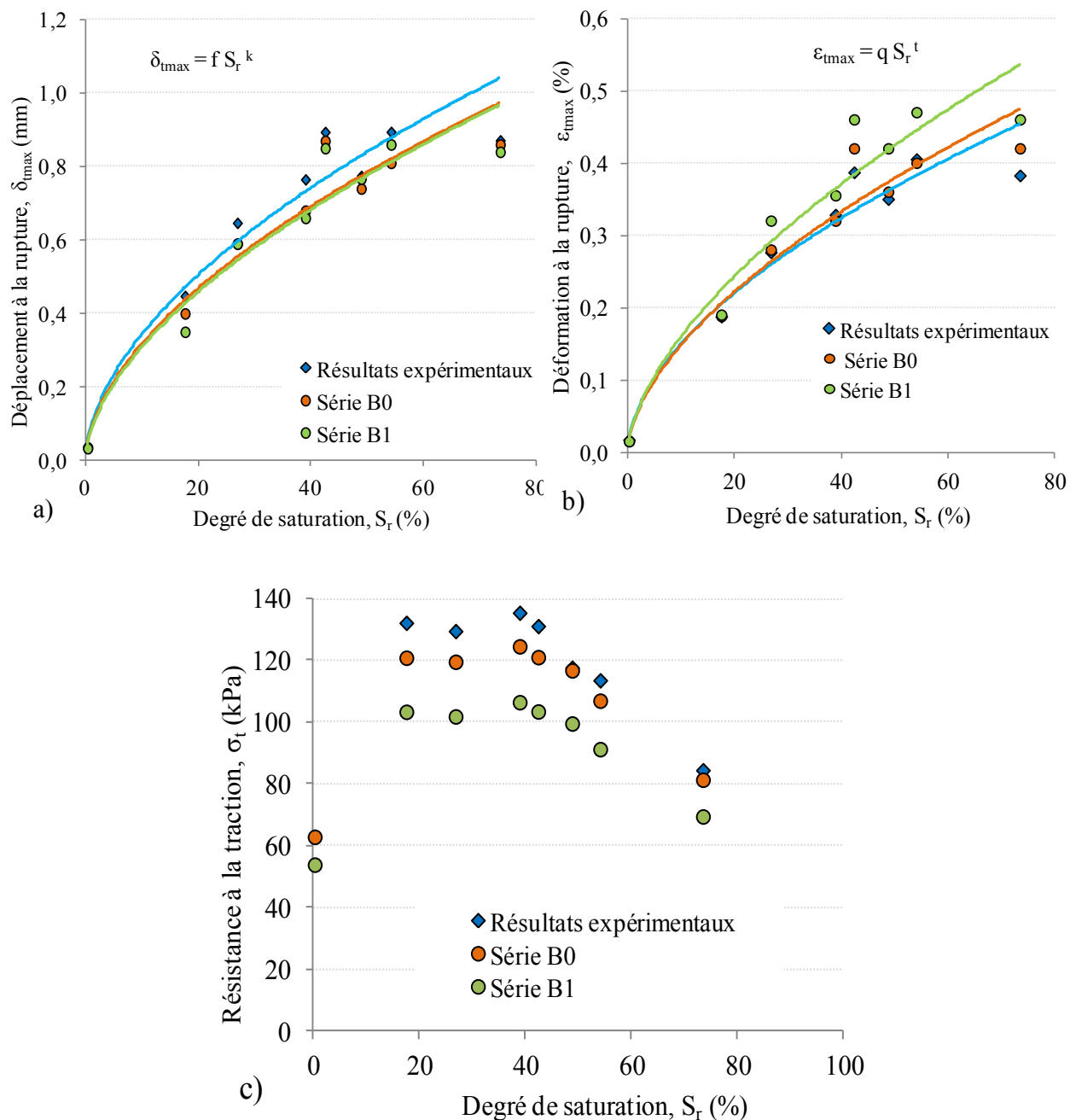


Figure 5–18: Simulations de séries B₀ et B₁: Comparaison des principaux résultats obtenus numériquement avec différents modules de Young (valeurs simulées et mesurées). a) Déplacement vertical maximal $\delta_{t \max}$ en fonction du degré de saturation des résidus; b) Déformation en traction maximale $\epsilon_{t \max}$ en fonction du degré de saturation S_r des résidus; c) Résistance à la traction σ_t en fonction degré de saturation S_r des résidus.

Tableau 5–8 : Paramètres des courbes de tendance des relations $\delta_{t \max} - S_r$ et $\varepsilon_{t \max} - S_r$ du résidu Malartic (Osisko) présentées à la figure 5–18.

Paramètres des équations des courbes de tendance						
Série	f	k	R ²	q	t	R ²
B ₀	0,087	0,5617	0,9918	0,0385	0,5841	0,9923
B ₁	0,082	0,574	0,988	0,0395	0,6065	0,9899
Ma-40 (exp)	0,0956	0,5554	0,991	0,0417	0,5555	0,9916

La figure 5–18 b montre la déformation en traction maximale $\varepsilon_{t \max}$ (à $t = 1597$ s) en fonction du degré de saturation S_r du matériau. Les différences observées dans les déformations $\varepsilon_{t \max}$ ne sont pas très marquées. Les déformations à la rupture $\varepsilon_{t \max}$ obtenues de la série B₁ (avec $E_t = 0,5E_c$) sont plus élevées que celles obtenues de la série B₀ et que celles obtenues expérimentalement. La différence entre les paramètres q et t des courbes de tendance est faible; le coefficient q varie entre 0,042 et 0,039 tandis que t varie entre 0,55 et 0,61 (voir tableau 5–8).

La résistance en traction σ_t obtenue pour différents modules de Young (séries B₀ et B₁) est présentée en fonction du degré de saturation S_r à la figure 5–18c. Ces valeurs sont comparées aux résultats obtenus de l'analyse expérimentale basée sur la théorie élastique présentée à la section 4.4.1. Comme pour le modèle linéaire-élastique, la résistance en traction est affectée par le comportement bimodulaire adopté lors de ces simulations. Les valeurs de la résistance σ_t obtenues de la série B₁ sont plus faibles que celles obtenues de la série B₀. On remarque également qu'on obtient de meilleurs résultats lorsqu'on utilise un module E constant.

5.2.3 Cohésion c'

L'influence de la cohésion a été étudiée pour les cas simulés avec le modèle élastique-plastique. Afin d'analyser l'influence de la cohésion c_{app} (c' dans le code numérique), on compare les résultats des séries B₂ et B₃ avec les résultats de la série B₀.

Des valeurs de cohésion effective c' plus petites (par rapport à la série de référence B₀) ont été utilisées pour les séries B₂ et B₃. Les valeurs de cohésion c' des cas B₂ correspondent à environ

75% des valeurs c' utilisées pour la série B_0 , telles que présentées au tableau 5–6, tandis que les valeurs de c' de la série B_3 ont été déterminées par itération numérique jusqu'à ce qu'il y ait convergence entre le temps d'apparition des zones de plasticité (au bas des éprouvettes) t_p et la durée de l'essai de flexion (jusqu'à la rupture); on vise aussi à obtenir un comportement élastique-fragile.

Les valeurs de la cohésion utilisées pour la série B_3 sont plus élevées que pour la série B_2 , mais plus petites que pour la série B_0 . Ces valeurs ont été préalablement présentées au tableau 5–3. Pour la série B_3 , les valeurs de cohésion ont été ajustées avec celles du module de Young (par rapport au cas de référence). Un module de Young en traction E_t différent de celui en compression E_c a été adopté lors des simulations de cette série B_3 ; les valeurs de E_t et E_c correspondent aux valeurs utilisées pour la série B_1 . Les principaux résultats obtenus des simulations B_{2-3} et B_{3-3} sont montrés à la figure 5–19. Ces résultats sont comparés au cas B_{0-3} et aux valeurs expérimentales (issues de l'interprétation élastique linéaire).

La figure 5–19a présente le déplacement vertical le long de l'axe longitudinal l'éprouvette (à $y = 0$) pour les simulations B_{0-3} , B_{2-3} et B_{3-3} . On constate que le fait de diminuer la cohésion c' de 125 kPa à 91 kPa pour les simulations B_{0-3} et B_{2-3} respectivement produit une augmentation du déplacement vertical à la rupture ($\delta_{t \max}$ passe de 0,59 mm à 0,61 mm). Toutefois, lorsque la cohésion diminue de 125 kPa à 98 kPa (simulations B_{0-3} et B_{3-3}), aucune différence dans les déplacements verticaux à la rupture δ_t n'est constatée.

La figure 5–19b montre les déformations horizontales le long de la ligne verticale centrale obtenues des simulations B_{0-3} , B_{2-3} et B_{3-3} . On constate qu'une diminution de la cohésion c' produit des déformations légèrement plus grandes en traction $\epsilon_{t \max}$ (à $y = 0$) et en compression $\epsilon_{c \max}$ (à $y = h$) lorsque le module de Young est constant (cas B_{0-3} et B_{2-3}). Pour le cas B_{3-3} , l'axe neutre se déplace vers le haut de l'éprouvette en raison du comportement bimodulaire adopté. Les différences entre les déformations horizontales ϵ_x pour B_{0-3} et B_{3-3} seraient dues à la diminution de la cohésion d'une part, et à la variation du module de Young d'autre part. Toutefois, l'effet du module de Young est prépondérant, tel que constaté à la section 5.2.2.

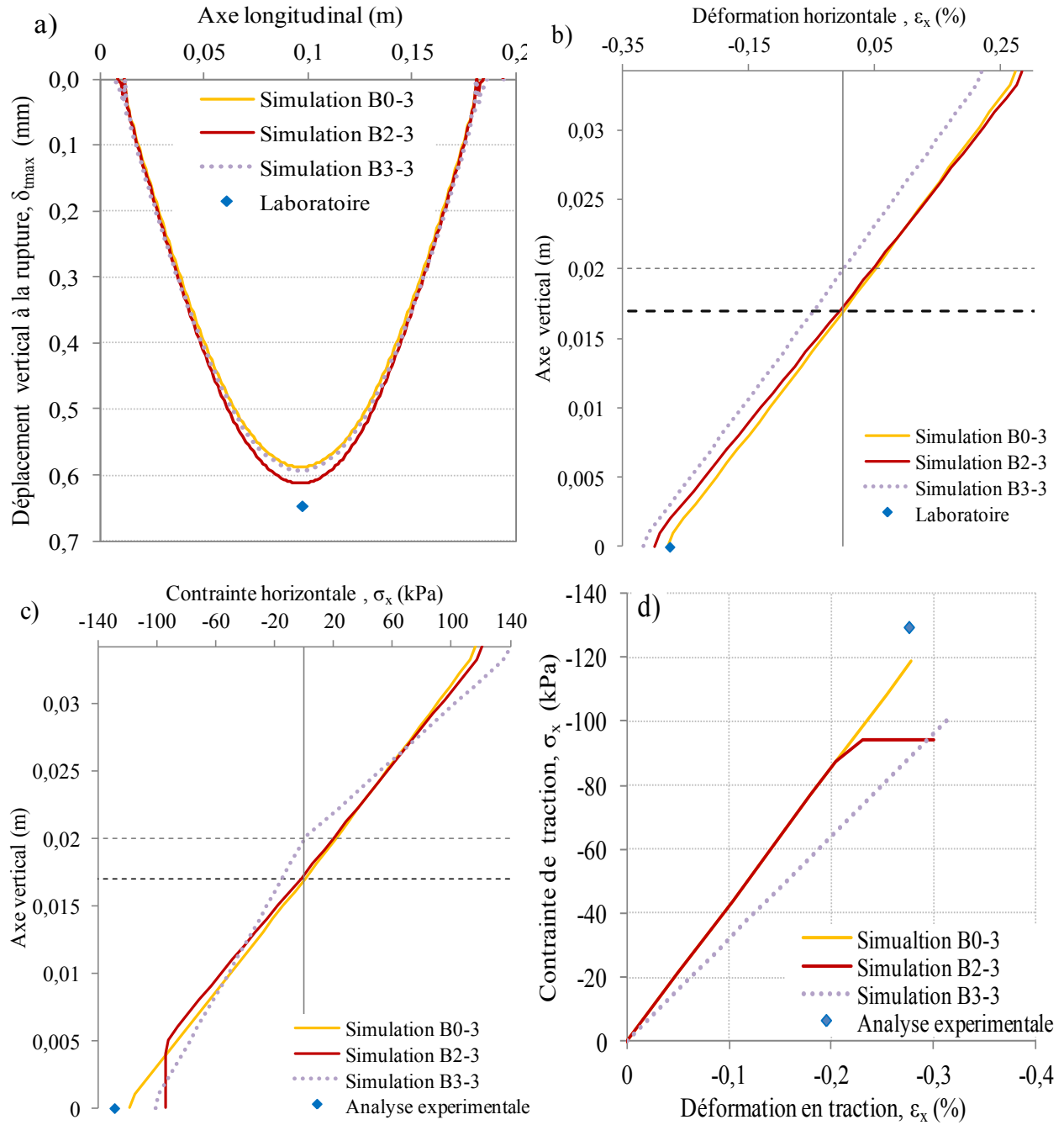


Figure 5–19: Résultats des simulations B₀₋₃, B₂₋₃ et B₃₋₃: Comparaison des résultats numériques (à $t_f = 1597$ s) et expérimentaux obtenus pour l'échantillon de résidus Malartic (série Ma-42, $w = 7,9\%$) pour différentes valeurs de cohésion. (a) Déplacement vertical maximal au bas de l'éprouvette; (b) Déformation horizontale le long de l'axe central vertical à la fin de l'essai; (c) Contrainte horizontale le long de l'axe central vertical de l'éprouvette à la fin de l'essai; (d) Diagramme contrainte-déformation pour le point situé au bas, au centre de l'éprouvette.

La figure 5–19c présente la contrainte le long de l’axe vertical central à la fin des simulations ($t = 1597$ s). On observe que la contrainte en traction maximale (à $y = 0$) diminue légèrement avec la diminution de la cohésion c' . La variation de σ_t pour la simulation B_{2-3} par rapport à B_{0-3} serait due au comportement plastique exhibé. La localisation et la distribution des zones de plasticité pour le cas B_{2-3} sont illustrées à la figure A.5.2.1 des annexes. La diminution de la cohésion fait en sorte que le comportement élastique des matériaux dure moins longtemps, la cohésion influence aussi la limite de plasticité des résidus. Lorsqu’on simule l’essai avec le modèle B_{2-3} (avec $c' = 91$ kPa), les zones de plasticité commencent à $1200 \text{ s} < t_f = 1597 \text{ s}$ tandis qu’aucune zone de plasticité n’est observée à la fin de la simulation B_{0-3} avec $c' = 125$ kPa (à $t_f = 1597$ s). Quant à la simulation B_{3-3} (avec $c' = 98$ kPa), les zones de plasticité apparaissent exactement à $t = 1597$ s. Tel qu’anticipé, la résistance σ_t obtenue de la simulation B_{3-3} ($\sigma_t = 101,6$ kPa) est plus élevée que celle du cas B_{2-3} ($\sigma_t = 94,3$ kPa), mais plus faible que celle du cas B_{0-3} ($\sigma_t = 119,4$ kPa).

La figure 5–19d présente les courbes σ_x vs ϵ_x obtenues des simulations B_{0-3} , B_{2-3} et B_{3-3} ainsi que la résistance et la déformation à la rupture au centre de l’échantillon obtenues expérimentalement (avec la méthode d’analyse élastique) pour l’essai 5-M. Sur la courbe de la simulation B_{2-3} , on identifie deux portions d’une courbe typique $\sigma - \epsilon$, avec un comportement élastique linéaire suivi d’une phase parfaitement plastique. Ceci montre la limite de plasticité du matériau qui est atteinte à $t = 1200$ s pour une valeur de contrainte en traction de 94,3 kPa et une déformation (élastique) de 0,2 %. Avant la limite de plasticité, la relation contrainte-déformation est linéaire avec une pente ($\sigma_x/\epsilon_x = 42$ MPa) qui dépend du module de Young ($E = 40$ MPa) et du coefficient de Poisson ($\nu = 0,25$) imposés lors des simulations, selon un comportement élastique linéaire du matériau. Dès que la limite de plasticité est dépassée, la courbe contrainte-déformation devient une ligne horizontale et la résistance maximale est alors atteinte. Pour la simulation B_{0-3} , comme il n’y a aucune zone de plasticité au bas de l’éprouvette, la contrainte évolue linéairement avec la déformation. Par conséquent, il n’y a pas de déformation plastique pour le cas B_{0-3} . On remarque également que le déplacement vertical maximal $\delta_{t \max}$ obtenu de la simulation B_{2-3} est plus élevé que celui obtenu de B_{0-3} à cause de la déformation plastique subie.

Les résultats présentés à la figure 5–19 indiquent que lorsque l’on utilise des valeurs de cohésion c' égales ou supérieures à 98 kPa (pour les conditions de la simulation B_{3-3} , voir tableau 5–6), on obtient les mêmes valeurs de contraintes horizontales et de déformations horizontales à $t = 1597$ s.

Les valeurs du déplacement vertical maximal $\delta_{t \max}$, de la résistance à la traction σ_t et de la déformation horizontale maximale $\varepsilon_{t \max}$ obtenues à la fin des simulations des séries B₀, B₂ et B₃ sont présentées à la figure 5–20 et au tableau A.5.1.3. Les courbes de tendances ont été tracées pour les relations $\delta_{t \max} - S_r$ et $\varepsilon_{t \max} - S_r$; les caractéristiques de ces courbes sont montrées au tableau 5–9.

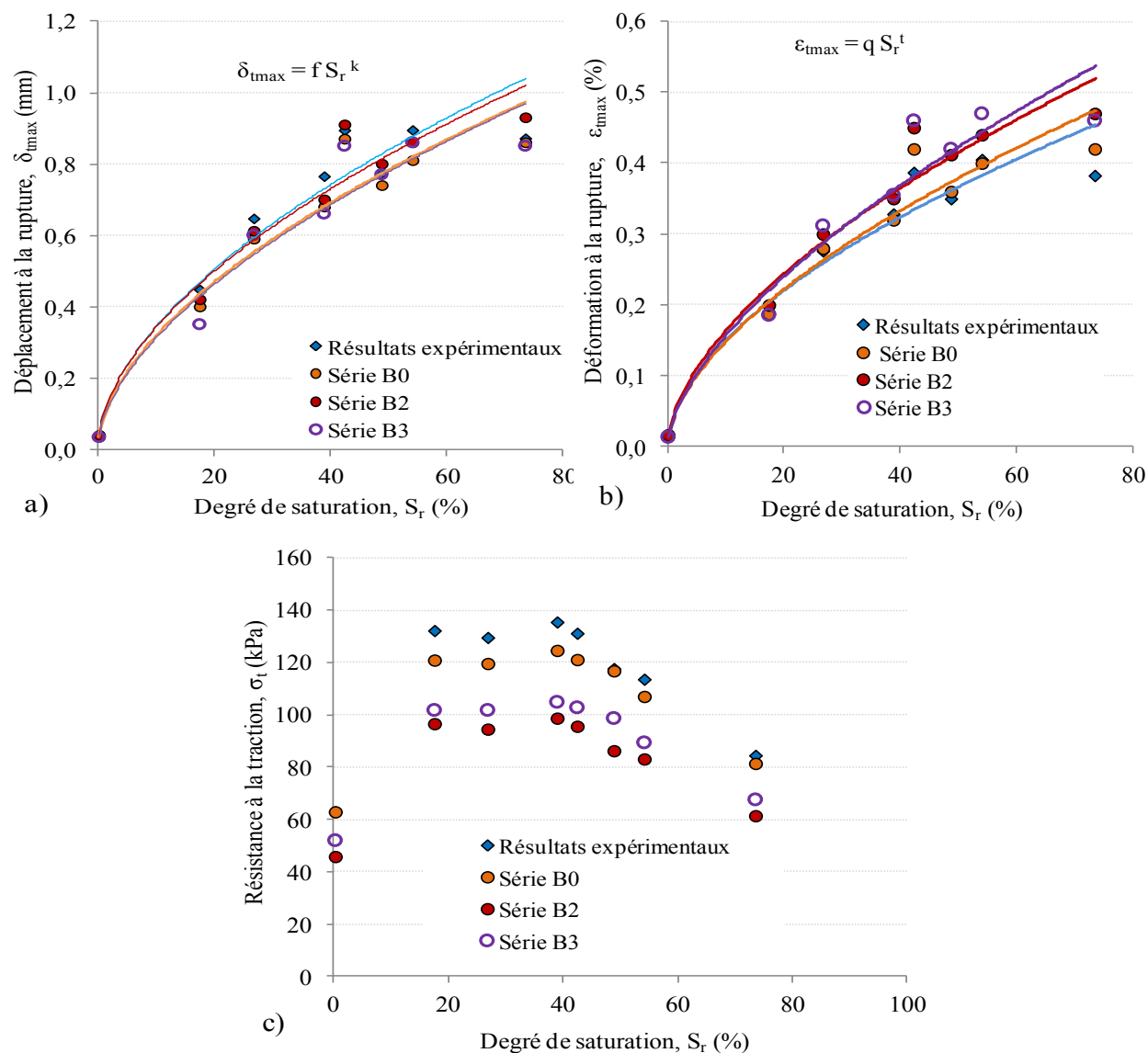


Figure 5–20: Résultats des simulations des séries B₁, B₂ et B₃: Comparaison des principaux résultats obtenus numériquement (à $t_f = 1597$ s) et expérimentalement avec différentes valeurs de cohésion. a) Déplacement vertical maximal $\delta_{t \max}$ en fonction du degré de saturation S_r des résidus; b) Déformation en traction maximale $\varepsilon_{t \max}$ en fonction du degré de saturation S_r des résidus; c) Résistance à la traction σ_t en fonction du degré de saturation S_r des résidus.

Tableau 5–9 : Paramètres des courbes de tendance des relations $\delta_{t \max} - S_r$ et $\epsilon_{t \max} - S_r$ du résidu Malartic (Osisko) présentées à la figure 5–20.

Paramètres des équations des courbes de tendance						
Série	f	k	R ²	q	t	R ²
B ₀	0,087	0,5617	0,9918	0,0385	0,5841	0,9923
B ₂	0,0964	0,5487	0,9928	0,0429	0,580	0,9934
B ₃	0,0838	0,5695	0,9878	0,0376	0,6187	0,9901
Ma-40 (exp)	0,0956	0,5554	0,991	0,0417	0,5555	0,9916

On remarque à la figure 5–20 que les déplacements verticaux $\delta_{t \max}$ et les déformations horizontales $\epsilon_{t \max}$ sont comparables pour les trois séries (avec de différentes valeurs de cohésion effective c'). Des valeurs du coefficient f de 0,0964 et 0,0838 ont été obtenues pour les séries B₂ et B₃ respectivement contre 0,0956 pour la série expérimentale Ma-40. Les valeurs de l'exposant k varient entre 0,55 et 0,57. On constate une bonne concordance entre les résultats numériques et expérimentaux. Les paramètres q et t de la série B₂ sont assez proches des valeurs de la courbe expérimentale (voir tableau 5–9).

La figure 5–20c montre la variation de la résistance à la traction σ_t obtenue des séries B₀, B₂ et B₃, avec le degré de saturation S_r des résidus. Sans surprise, on constate que la résistance à la traction σ_t augmente lorsque la valeur de la cohésion c' imposée augmente. Les séries B₂ et B₃ tendent à sous-estimer la résistance en traction expérimentale, avec un écart d'à peu près 40%. Ici, la série B₀ s'approche mieux des données expérimentales (sans zones de plasticité lors de ces simulations).

5.2.4 Autres facteurs

a) Géométrie du modèle et vitesse de chargement

Au laboratoire, les dimensions réelles des éprouvettes ne sont pas toujours uniformes en raison du processus naturel de dessiccation. De plus, la vitesse de chargement n'est pas exactement la même entre les différents essais. Tel que vu à la section 4.3, la vitesse de chargement (assez

faible) pour la série expérimentale Ma-40 varie entre $0,007 \times 10^{-3}$ kN/s et $0,018 \times 10^{-3}$ kN/s. Au laboratoire, aucun effet sur la résistance en traction expérimentale n'a été observé pour cette faible variation de vitesse. Les dimensions des éprouvettes et la vitesse utilisés dans les simulations A_{0-1} à A_{0-8} et B_{0-1} à B_{0-8} ne sont pas constantes entre elles puisqu'elles ont été prises des valeurs mesurées au laboratoire (tel que présenté au tableau 5–1). Cela veut dire qu'il y a eu 8 modèles au total pour les 8 cas simulés (pour 8 teneurs en eau différentes).

Un modèle idéalisé C_0 a été alors simulé afin de simplifier la géométrie et uniformiser la vitesse de chargement. Cela facilite la comparaison des résultats en incluant la possible influence de ces paramètres sur les contraintes ou les déformations développées dans les modèles. Le modèle C_0 vise à évaluer numériquement les valeurs du déplacement à la rupture par rapport à la valeur du laboratoire, selon l'apparition des zones de plasticité au bas de l'éprouvette à $t = t_f = t_p$.

Des valeurs moyennes de h , b , L et de la vitesse de chargement ont été calculées à partir des résultats expérimentaux. Ces caractéristiques sont présentées au tableau 5–10. Comme pour les séries de référence A_0 et B_0 , la largeur b affecte la valeur de la charge appliquée. Les éprouvettes simulées avec le modèle C_0 ont été idéalisées comme étant parfaitement prismatiques rectangulaires avec une charge appliquée à une vitesse constante de 0,36 N/m/s.

Tableau 5–10 : Caractéristiques du modèle des essais de flexion pour la série de simulations C_0 (voir aussi figure 5–1).

Simulation No	C_{0-1} à C_{0-8}
Épaisseur, h (mm)	35
Longueur, L (mm)	200
Distance 1-2 (mm)	67
Distance 3-4 (mm)	180
b (mm)	30
Nombre d'éléments du maillage	7018

Les résidus ont été modélisés suivant la loi de comportement élastique-plastique bimodulaire. Le tableau 5–11 présente les paramètres géotechniques de chaque simulation de la série C₀. Le poids volumique total a été calculé en fonction de la teneur en eau de l'essai pour un volume total V_T = 210 cm³ (constant pour toutes les simulations de la série C₀) et un indice des vides constant e = 0,84 (valeur moyenne des 8 essais analysés); ce qui donne un γ variant entre 14,5 kN/m³ et 17,8 kN/m³ (pour $\gamma \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right) = 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} (1 + w) \rho_w D_r / (e + 1)$). Les modules E_t et E_c et les valeurs de la cohésion c' correspondent aux valeurs déterminées par itération pour la série B₃. La position de l'axe neutre (qui dépend du rapport E_t/E_c) a été déterminée comme expliqué à la section 5.2 pour la série de simulations B₃. Un angle de friction de $\phi' = 35,2^\circ$ et un angle de dilatance $\psi = 0$ ont été utilisés. Les valeurs de la cohésion c' sont les mêmes que celles utilisées pour la série de simulations B₃ (présentées au tableau 5–6)

Tableau 5–11 : Paramètres et caractéristiques géotechniques utilisés pour les simulations C₀₋₁ à C₀₋₈.

Simulation No	C ₀₋₁	C ₀₋₂	C ₀₋₃	C ₀₋₄	C ₀₋₅	C ₀₋₆	C ₀₋₇	C ₀₋₈
Essai de flexion No	1-M	4-M	5-M	7-M	9-M	11-M	14-M	16-M
Coefficient de Poisson, ν (-)					0,25			
Poids volumique total, γ (kN/m ³)	14,5	15,3	15,7	16,2	16,4	16,5	16,9	17,8
Module de Young E _t (MPa)	360	52	30	28	24	22	18	14
Module de Young E _c (MPa)	720	104	60	56	48	44	36	28
Position axe neutre (m)					0,0205			
Cohésion, c' (kPa)	50	98	98	101	99	95	86	65
Angle de friction, ϕ' (°)					35,2			
Angle de dilatance, ψ (°)					0			
Vitesse de chargement (kN/m/s)					360x10 ⁻⁶			

Afin d'analyser l'influence de la géométrie, de la vitesse de chargement et du coefficient du Poisson un seul paramètre est varié à la fois dans les séries de simulations qui suivent. Le tableau 5–12 résume les variations appliquées dans les séries C_1 à C_4 par rapport à la série C_0 . Seuls les paramètres modifiés sont indiqués au tableau. Pour toutes les simulations qui suivent, les résultats sont présentés pour le temps d'apparition des zones de plasticité au bas des éprouvettes t_p . Ici, on prend comme hypothèse que l'apparition des zones de plasticité correspond à la "rupture" de l'éprouvette (comportement élastique fragile des résidus). On présente dans ce qui suit les résultats obtenus.

Tableau 5–12 : Paramètres et caractéristiques modifiés par rapport à la série de simulations C_0 lors des analyses paramétriques (voir aussi tableau 5–11)

Série	Paramètre modifié	Valeur
C_0	-	-
	Longueur, L (mm)	350
C_1	Distance 1-2 (mm)	117
	Distance 3-4 (mm)	330
C_2	Épaisseur, h (mm)	60
C_3	Vitesse de chargement (kN/m/s)	360×10^{-5}
C_4	Coefficient de Poisson, ν (-)	0,33

- **Longueur L**

Pour cette analyse, la longueur de l'éprouvette a été presque doublée. La figure 5–21 présente les principaux résultats des simulations C_{0-3} et C_{1-3} .

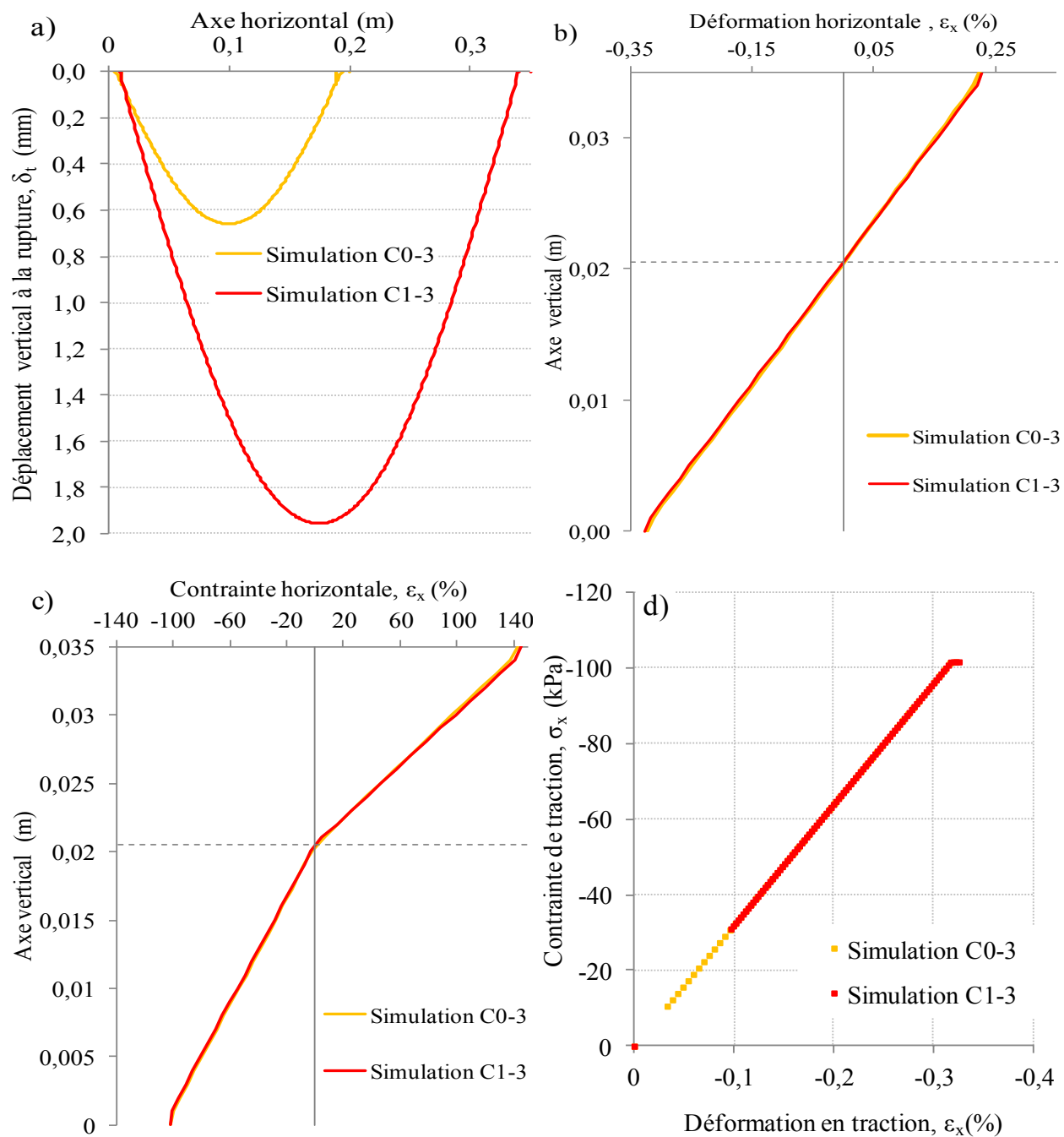


Figure 5–21: Résultats des simulations C_{0-3} et C_{1-3} : Comparaison des résultats numériques obtenus pour l'échantillon de résidus Malartic pour différentes longueurs L . a) Déplacement vertical maximal au bas de l'éprouvette; b) Déformation horizontale maximale le long de l'axe central vertical; c) Contrainte horizontale maximale le long de l'axe central vertical de l'éprouvette; d) Diagramme contrainte-déformation pour le point situé au bas, au centre de l'éprouvette de $t = 0$ à $t = t_p$ (voir tableau A.5.1.4).

À la figure 5–21a, on montre le déplacement vertical à $y = 0$ le long de l'éprouvette à t_p (lors de l'apparition des zones de plasticité au bas des éprouvettes). Ces valeurs sont comparées aux résultats du cas de référence C_{0-3} . On constate que lorsque la longueur L passe de 20 cm (cas C_{0-3}) à 35 cm (C_{1-3}), les déplacements verticaux maximaux augmentent significativement. Par exemple, le déplacement vertical au centre de l'échantillon (à $t_p = 2240$ s) est de 0,7 mm pour la simulation C_{0-3} tandis qu'il est de 2 mm pour le cas modifié C_{1-3} (à $t_p = 940$ s). Ceci représente une augmentation de 35 % par rapport au cas de base.

La figure 5–21b montre les déformations horizontales le long de l'axe vertical central obtenues des simulations C_{0-3} et C_{1-3} . On remarque que la longueur de l'échantillon L a peu d'impact sur les déformations horizontales à t_p . Il faut aussi noter que le temps t_p (2240 s) du cas C_{0-3} est supérieur au t_p (940 s) du cas C_{1-3} . Autrement dit, plus la longueur de l'échantillon L est importante, plus vite la limite de plasticité est atteinte. Les valeurs de t_p de chaque simulation des séries C_0 et C_1 sont présentées au tableau A.5.1.4.

La figure 5–21c présente la contrainte horizontale le long de l'axe vertical central à $t_p = 2240$ s pour C_{0-3} et $t_p = 940$ s pour C_{1-3} . On remarque ici que les contraintes horizontales sont les mêmes.

Les courbes σ_x vs ε_x obtenues des simulations C_{0-3} et C_{1-3} sont montrées à la figure 5–21d. On note que l'allure des deux courbes est similaire. Cependant, l'éprouvette (à $x = L/2$ et $y = 0$) se déforme davantage (à un même temps) pour le cas C_{1-3} que pour le cas C_{0-3} . Aussi, les déformations horizontales sont plus importantes au début de la simulation C_{1-3} qu'au début de la simulation C_{0-3} en raison du poids propre (plus élevé pour le cas C_{1-3} que pour le cas C_{0-3}).

La solution analytique (éq. 3–12) a été utilisée pour évaluer la contrainte de traction (horizontale) σ_x en utilisant $F = 10,2$ N (à $t = 940$ s), $b = 0,03$ m et $h = 0,035$ m. Les deux valeurs de longueur L utilisées lors des simulations C_{0-3} et C_{1-3} ont été considérées afin de valider l'effet prédit par le modèle numérique. À $t = 940$ s, la valeur de la contrainte en traction σ_x est de -50 kPa pour la simulation C_{0-3} (avec $L = 0,20$ m) et de -101,6 kPa pour la simulation C_{1-3} ($L = 0,35$ m), alors que l'on obtient $\sigma_x = -55,5$ kPa (pour $L = 0,20$ m) et $\sigma_x = -97,1$ kPa (pour $L = 0,35$ m) à partir de l'équation 3–12. Le modèle numérique prédit une augmentation de la contrainte de traction par un facteur proche de deux pour ces deux longueurs, tandis que selon la solution analytique cette augmentation correspond à un facteur de 1,75 lorsqu'on passe d'une longueur $L = 0,2$ m à $L = 0,35$ m. Comme constaté auparavant, les valeurs expérimentales sont plus grandes que les valeurs

numériques. Cela est dû notamment aux simplifications adoptées avec la solution analytique (et en partie avec la solution numérique, qui repose sur des hypothèses distinctes). Rappelons que l'approche numérique consiste à résoudre un système de trois équations pour déterminer simultanément les contraintes σ_x , σ_y et σ_z et les déformations ε_x et ε_y (à partir du module de Young E et du coefficient de Poisson ν) alors que la solution analytique néglige les contraintes (et les déformations) verticales et longitudinales et le coefficient de Poisson.

La figure 5–22 et le tableau A.5.1.4 présentent les valeurs du déplacement vertical maximal $\delta_{t \max}$ (mm), de la résistance à la traction σ_t (kPa) et de la déformation horizontale maximale $\varepsilon_{t \max}$ (%) obtenues au temps t_p des séries C_0 et C_1 . Les valeurs expérimentales et les courbes de tendance sont ajoutées à la figure 5–22 à titre de référence. Les caractéristiques des courbes de tendance sont présentées au tableau 5–13. Au tableau A.5.1.4, les résultats montrent que des forces F_{\max} plus petites sont nécessaires pour produire la rupture de l'éprouvette lorsque la longueur L augmente. Les valeurs de la force maximale appliquée à la rupture (à $t = t_p$) ainsi que les valeurs de t_p sont présentées au tableau A.5.1.4.

Les valeurs de $\delta_{t \max}$ (mm) obtenues pour les deux valeurs de longueur L analysées (i. e. $L = 20$ cm et $L = 35$ cm) sont présentées en fonction du degré de saturation S_r (%) à la figure 5–22a. On remarque ici que les déplacements $\delta_{t \max}$ de la série C_0 sont assez proches des valeurs mesurées. Pour cette série, on obtient f égal à 0,0617 et k égal à 0,6808 (on obtient $f = 0,096$ et $k = 0,55$ pour la série expérimentale Ma-40). Le coefficient f augmente de trois fois ($f = 0,183$) par rapport à la série C_0 lorsque la longueur augmente à $L = 35$ mm (série C_1). L'exposant k , quant à lui, reste le même. De bons coefficients de détermination ont été obtenus pour les deux séries C_0 et C_1 ($R^2 > 0,99$).

Les valeurs de $\varepsilon_{t \max}$ (%) obtenues des séries C_0 et C_1 sont présentées en fonction du degré de saturation S_r (%) à la figure 5–22b. Si l'on compare la série C_0 à la série expérimentale, on remarque la série C_0 donne des déformations $\varepsilon_{t \max}$ plus élevées pour $S_r \geq 20$ %. L'exposant t de la courbe de tendance passe de 0,55 (expérimental) à 0,69 (série C_0). Les simulations des séries C_0 et C_1 engendrent presque les mêmes déformations maximales $\varepsilon_{t \max}$. Les courbes de tendance de ces séries ont des paramètres q et t similaires (voir tableau 5–13).

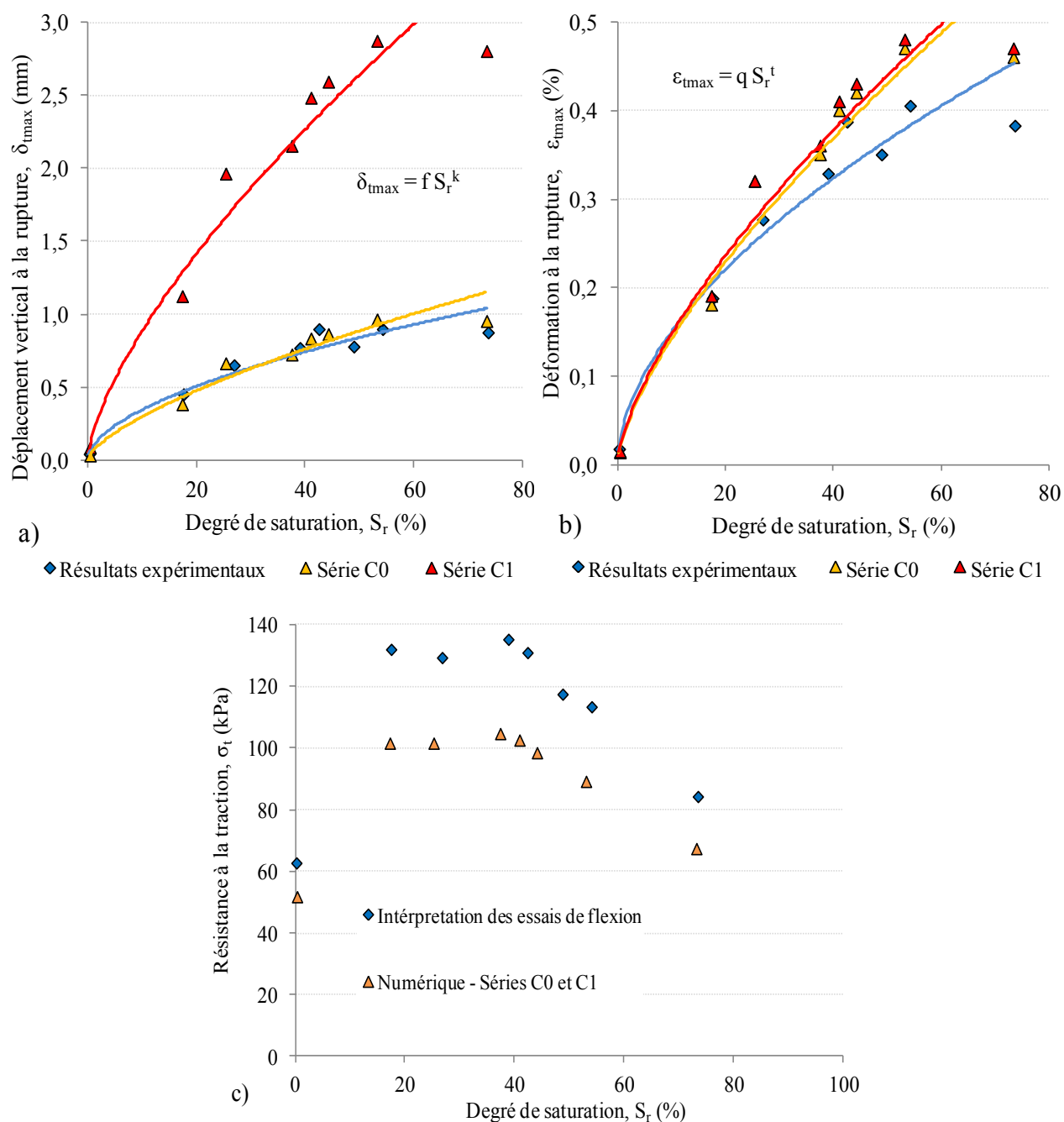


Figure 5–22: Simulations de séries C₀ et C₁: Comparaison des principaux résultats obtenus numériquement à t_p pour $L = 20$ cm et $L = 35$ cm et valeurs expérimentales. a) Déplacement vertical maximal à la rupture δ_{tmax} en fonction du degré de saturation S_r des résidus; b) Déformation en traction maximale ϵ_{tmax} en fonction du degré de saturation S_r des résidus; c) Résistance à la traction σ_t en fonction degré de saturation S_r des résidus.

Tableau 5–13 : Paramètres des courbes de tendance des relations $\delta_t \text{ max} - S_r$ $\varepsilon_t \text{ max} - S_r$ du résidu Malartic (Osisko) présentées à la figure 5–22.

Paramètres des équations des courbes de tendance						
Série	f	k	R ²	q	t	R ²
C ₀	0,0617	0,6808	0,9909	0,0289	0,69	0,9904
C ₁	0,1831	0,6819	0,9902	0,0308	0,6795	0,9917
Ma-40 (exp)	0,0956	0,5554	0,991	0,0417	0,5555	0,9916

La figure 5–22c montre la comparaison des valeurs de résistance en traction obtenues numériquement et expérimentalement. On remarque que les résultats sont similaires pour les séries C₀ et C₁. Tel que mentionné précédemment, le fait d’augmenter la longueur de l’éprouvette n’a pas d’incidence sur l’état des contraintes à t_p (qui est différent pour ces deux séries). Il faut rappeler toutefois que le comportement plastique commence plus tôt pour la série C₁ ($t_p = 940$ s) que pour la série C₀ ($t_p = 2240$ s); à noter que le temps mesuré à la rupture $t_f = 1597$ s (voir tableau 4–3).

- **Épaisseur h**

L’influence de l’épaisseur h est analysée à partir des résultats des simulations des séries C₀ (avec h = 35 mm) et C₂ (avec h = 60 mm). La figure 5–23a montre l’effet de l’épaisseur de l’éprouvette h sur le déplacement vertical δ_t à la base de l’échantillon (à $t_p = 2240$ s pour C₀₋₃ et $t_p = 6500$ s pour C₂₋₃). On observe ici des divergences au niveau des points d’appui de l’éprouvette de la simulation C₂₋₃, en raison notamment de la restriction du déplacement vertical aux points d’appui inférieurs et de la charge élevée qui est appliquée à t_p ($F = 70,2$ N).

Les simulations montrent que la variation de l’épaisseur h de l’éprouvette affecte la valeur du temps t_p . Plus l’épaisseur est grande, plus le temps requis pour l’apparition des zones de plasticité est long ($t_p = 2240$ s pour la simulation C₀₋₃ et $t_p = 6500$ s pour la simulation C₂₋₃; voir tableau A.5.1.4).

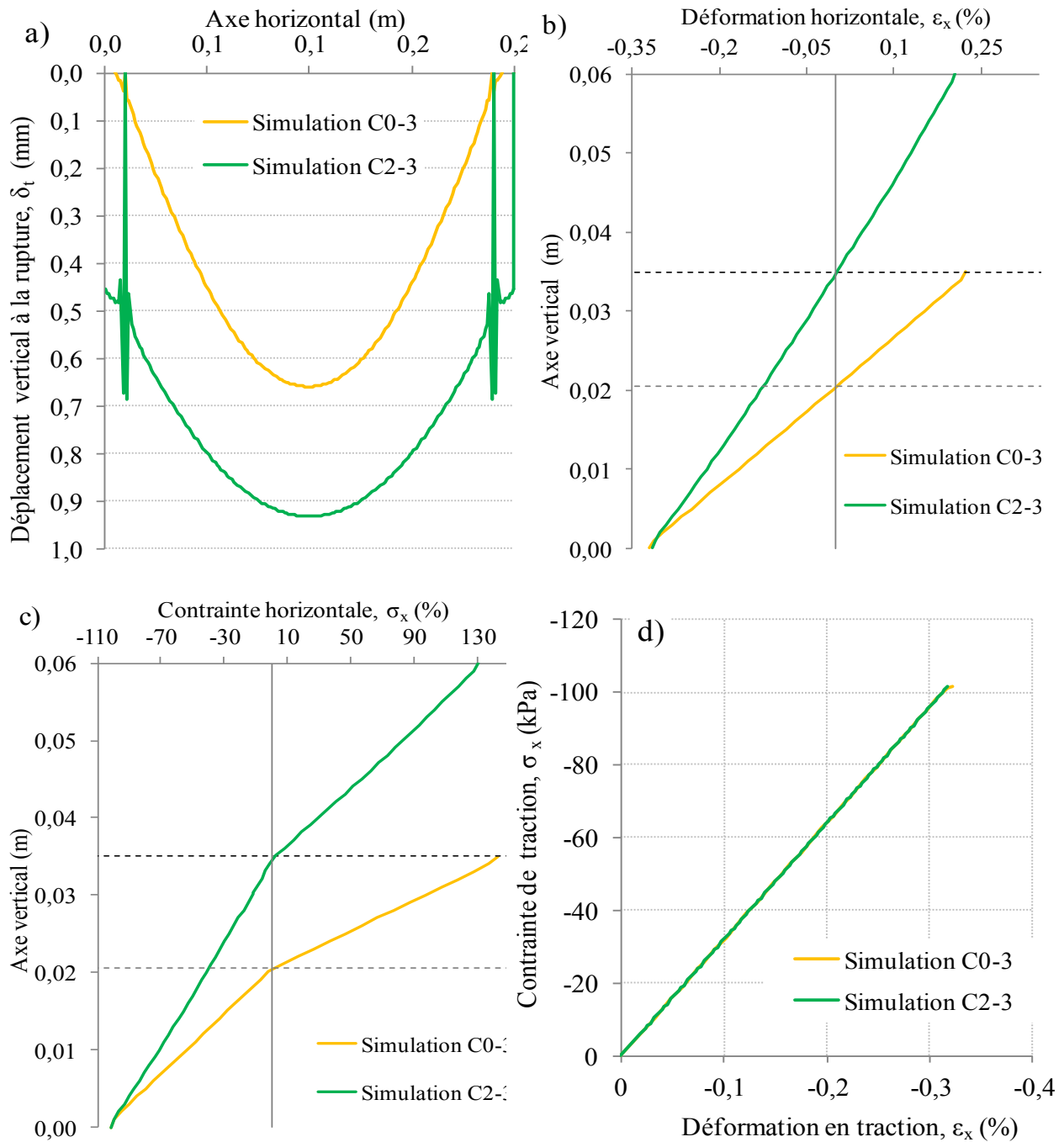


Figure 5-23: Résultats des simulations C_{0-3} et C_{2-3} : Comparaison des résultats numériques obtenus pour différentes épaisseurs h . a) Déplacement vertical maximal au bas de l'éprouvette; b) Déformation horizontale maximale le long de l'axe central vertical; c) Contrainte horizontale maximale le long de l'axe central vertical de l'éprouvette; d) Diagramme contrainte-déformation pour le point situé au bas, au centre de l'éprouvette de $t = 0$ à $t = t_p$, voir tableau A.5.1.4.

Le déplacement à $x = L/2$ m passe de 0,7 mm à 0,9 mm lorsqu'on augmente l'épaisseur de l'éprouvette de 25 mm. Rappelons que les déplacements observés à la figure 5–23a sont dus à des charges différentes puisque la durée t_p est différente (mais la vitesse de chargement reste constante) pour les deux simulations (p. ex. $F_{\max} = 24,2$ N à $t_p = 2240$ s pour la simulation C_{0-3} et $F_{\max} = 70,2$ N à $t_p = 6500$ s pour la simulation C_{2-3}). Ces valeurs sont montrées au tableau A.5.1.4.

La figure 5–23b montre les déformations horizontales le long de la ligne verticale centrale obtenues des simulations C_{0-3} et C_{2-3} . L'épaisseur de l'éprouvette h n'a pas d'impact sur la déformation maximale en traction $\epsilon_{t \max}$ (à $y = 0$). Elle a toutefois une incidence sur l'allure générale de la courbe et par conséquent sur la position de l'axe neutre de l'éprouvette. Lorsque l'épaisseur de l'éprouvette est 60 mm, l'axe neutre se déplace de $y = 20$ mm (pour le cas C_{0-3}) à $y = 35$ mm pour la simulation C_{2-3} .

La figure 5–23c présente la contrainte horizontale le long de l'axe vertical central à $t_p = 2240$ s pour C_{0-3} et à $t_p = 6500$ s pour C_{2-3} . On note que les contraintes horizontales σ_x à $y = 0$ et $y = h$ ne sont pas affectées par la variation de l'épaisseur de l'éprouvette h .

À la figure 5–23d, on observe les courbes σ_x vs ϵ_x obtenues des simulations C_{0-3} et C_{2-3} (de $t = 0$ à $t = t_p$). Les valeurs σ_x vs ϵ_x ont été déterminées à $x = L/2$ et $y = 0$ m. On remarque qu'il n'y a pas de différence entre les deux courbes obtenues des deux simulations. Cependant, il faut garder à l'esprit que la charge appliquée à la fin (à t_p) est différente pour les deux simulations car t_p de la simulation C_{0-3} est inférieur au t_p de la simulation C_{2-3} (voir tableau A.5.1.4).

Comme pour le cas précédent, l'équation 3–12 a été utilisée pour évaluer la contrainte de traction (horizontale) σ_x en utilisant $F = 24,2$ N (à $t = 2240$ s), $b = 0,03$ m et $L = 0,2$ m. Cette fois-ci, deux valeurs d'épaisseur $h = 0,035$ m et $h = 0,06$ m ont été considérées afin de comparer les résultats numériques aux résultats analytiques (obtenus de l'équation 3–12). La valeur de la contrainte en traction σ_x (à $t = 2240$ s) obtenue numériquement (C_{0-3}) est de -101,6 kPa et de -131,7 kPa selon l'équation 3–12 pour $h = 0,035$ m; pour $h = 0,06$ m on obtient $\sigma_x = -38,9$ kPa avec le modèle numérique (C_{2-3}) et $\sigma_x = -44,8$ kPa avec la solution analytique. Ainsi lorsque la hauteur augmente de $h = 0,035$ m à $h = 0,06$ m, la contrainte de traction diminue de 62% selon le modèle numérique et de 66% selon le modèle analytique utilisé ici. Ces résultats montrent que l'effet de la hauteur prédit avec le modèle numérique est conséquent avec celui découlant de la solution

analytique (élastique), bien que les valeurs numériques de σ_x ainsi obtenues diffèrent (en raison des simplifications et hypothèses distinctes qui soutendent les deux approches).

Les valeurs du déplacement vertical maximal $\delta_{t \max}$ (mm), de la résistance à la traction σ_t (kPa) et de la déformation horizontale maximale $\varepsilon_{t \max}$ (%) obtenues à t_p (temps d'apparition des zones de plasticité au bas de l'éprouvette) sont présentées en fonction du degré de saturation S_r à la figure 5–24 (et au tableau A.5.1.4). Les valeurs de la force maximale appliquée (à t_p) et le temps t_p pour chaque simulation sont aussi présentées au tableau A.5.1.4 La force maximale F_{\max} nécessaire pour générer la rupture des éprouvettes augmente lorsque l'épaisseur h augmente.

À la figure 5–24, on observe également les courbes de tendance des relations $\delta_{t \max}-S_r$ $\varepsilon_{t \max}-S_r$, dont les paramètres sont montrés au tableau 5–14. Ces valeurs correspondent au temps t_p des simulations numériques des séries C_0 et C_2 (voir aussi tableau A.5.1.4).

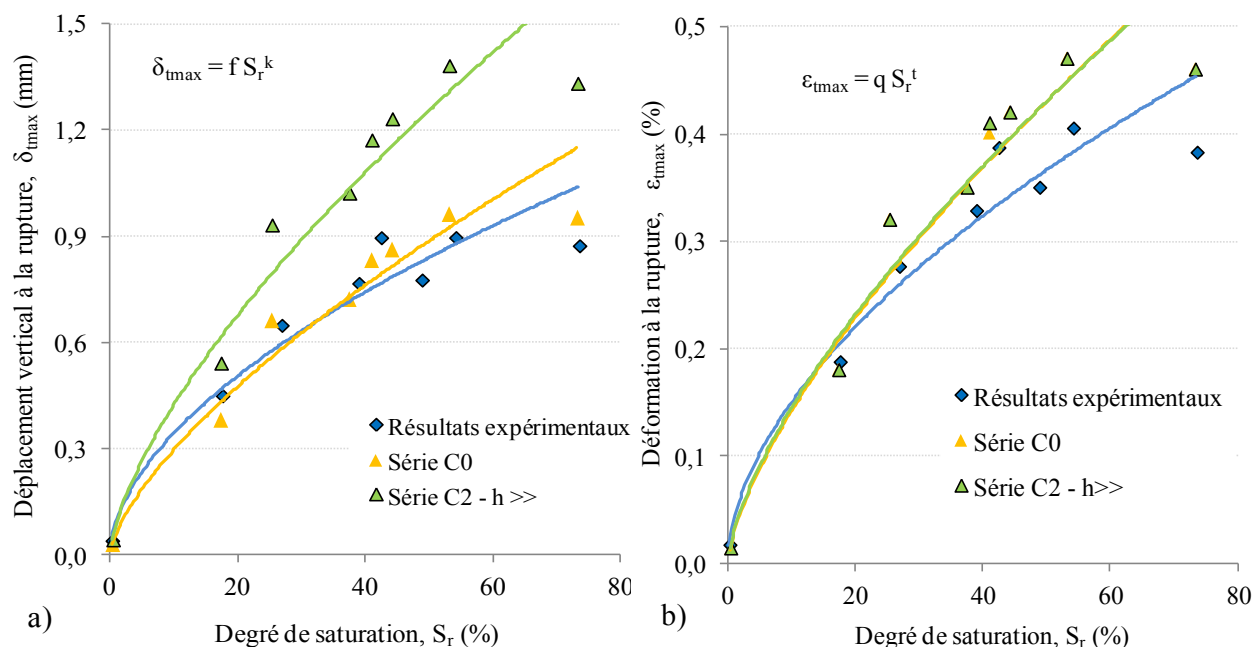


Figure 5–24: Résultats des simulations des séries C_0 et C_2 : Comparaison des principaux résultats obtenus numériquement à t_p pour $h= 35$ mm et $h = 60$ mm et valeurs expérimentales. a) Déplacement vertical maximal $\delta_{t \max}$ en fonction du degré de saturation S_r des résidus; b) Déformation en traction maximale $\varepsilon_{t \max}$ en fonction du degré de saturation S_r des résidus.

Tableau 5–14 : Paramètres des courbes de tendance des relations $\delta_{t \max} - S_r$ $\varepsilon_{t \max} - S_r$ du résidu Malartic (Osisko) présentées à la figure 5–24.

Paramètres des équations des courbes de tendance						
Série	f	k	R ²	q	t	R ²
C ₀	0,0617	0,6808	0,9909	0,0289	0,69	0,9904
C ₂	0,0896	0,6744	0,9905	0,0305	0,6762	0,9898
Ma-40 (exp)	0,0956	0,5554	0,991	0,0417	0,5555	0,9916

On remarque que les déplacements verticaux à t_p sont plus importants pour la série C₂ ($h = 60$ mm) que pour la série C₀ ($h = 35$ mm). Le paramètre f de la courbe de tendance présentée sur la figure 5–24a passe de 0,062 (pour la série C₀) à 0,09 (pour la série C₂). L'allure de ces deux courbes de tendance de la relation $\delta_{t \max} - S_r$ est similaire (l'exposant k ne change presque pas). Dans ces cas, les valeurs de déformation à la rupture $\varepsilon_{t \max}$ ne sont pas affectées par la variation de l'épaisseur de l'éprouvette. Cela peut être aussi constaté avec les paramètres des courbes de tendance montrées à la figure 5–24b obtenues pour les séries C₀ et C₂ qui sont les mêmes (voir tableau 5–14).

• Vitesse de chargement

La vitesse de chargement lors des essais de flexion peut influencer l'évolution des contraintes et des déformations lors des essais. L'influence de ce paramètre a été évaluée numériquement à l'aide des séries C₀ et C₃. Une vitesse de chargement (déterminée à partir de la moyenne des mesures expérimentales) constante de 0,011 N/s (360×10^{-6} kN/m/s) a été utilisée pour toutes les simulations de la série C₀ tandis que pour la série C₃ on a utilisé une vitesse de 0,11 N/s (360×10^{-5} kN/m/s, soit une différence d'un ordre de grandeur).

Les résultats des simulations C₀₋₃ et C₃₋₃ (déplacement vertical à $y = 0$, déformations horizontales ε_x et contraintes horizontales σ_x à la « rupture » (à t_p) sont présentés à la figure A.5.3.1.

Tel qu'anticipé, ces résultats démontrent que la vitesse de chargement n'a pas d'influence sur la valeur du déplacement à la rupture de l'échantillon ni sur l'état de contraintes et de déformations

dans les simulations. D'après ces résultats numériques, la résistance en traction du matériau n'est pas affectée par la vitesse de chargement.

Au tableau A.5.1.4, on présente les valeurs de déplacement vertical maximum $\delta_{t \max}$ (mm), résistance à la traction σ_t (kPa) et déformation horizontale maximum $\varepsilon_{t \max}$ (%) obtenues à t_p en fonction du degré de saturation S_r pour la série C_3 . La force maximum à la rupture F_{\max} et le temps t_p de chaque simulation de la série C_3 sont également présentés au tableau A.5.1.4. On observe que lorsque la vitesse augmente, le temps t_p qui passe entre le début et l'apparition des zones de plasticité (au bas de l'éprouvette) diminue (de 10 fois), obtenant ainsi la même force à la rupture F_{\max} . Mise à part l'effet de la vitesse de chargement sur t_p , il n'y a pas d'autres effets.

b) coefficient de Poisson ν

L'influence du coefficient de Poisson ν a aussi été étudiée dans cette section en utilisant les résultats des simulations des séries C_0 (avec $\nu = 0,25$) et C_4 (avec $\nu = 0,33$). Ces résultats ont montré que cette variation a un effet négligeable sur les déplacements δ_t et sur l'état de contraintes et de déformations. Les résultats du cas C_{3-3} sont montrés à la figure 5–25; ces valeurs sont comparées aux résultats du cas C_{0-3} .

À la figure 5–25a, on observe que les déplacements verticaux obtenus de la simulation C_{3-3} sont légèrement plus faibles que ceux obtenus de la simulation C_{0-3} à un temps donné. Le déplacement maximum $\delta_{t \max}$ est de 0,63 mm pour la simulation C_{4-3} tandis qu'il est égal à 0,66 mm pour la simulation C_{0-3} .

L'influence du coefficient de Poisson sur les déformations horizontales est presque nulle (par exemple : $\varepsilon_{t \max} = 0,32 \%$ pour C_{0-3} et $\varepsilon_{t \max} = 0,31 \%$ pour C_{3-3}), tel que montré à la figure 5–25b.

En terme de contraintes horizontales, la simulation C_{0-3} (avec $\nu = 0,25$) donne la même distribution le long de la ligne centrale verticale que le cas C_{4-3} (avec $\nu = 0,33$) à t_p , tel que montré à la figure 5–25c.

La figure 5–25d montre que la résistance en traction du matériau n'est pas affectée par la variation du coefficient de Poisson. Toutefois, la pente de la relation σ_x - ε_x augmente lorsqu'on passe d'un coefficient $\nu = 0,25$ à $\nu = 0,33$. Ceci est logique considérant que le rapport σ_x/ε_x est directement proportionnelle à $E/(1-\nu^2)$ selon l'équation 2–65.

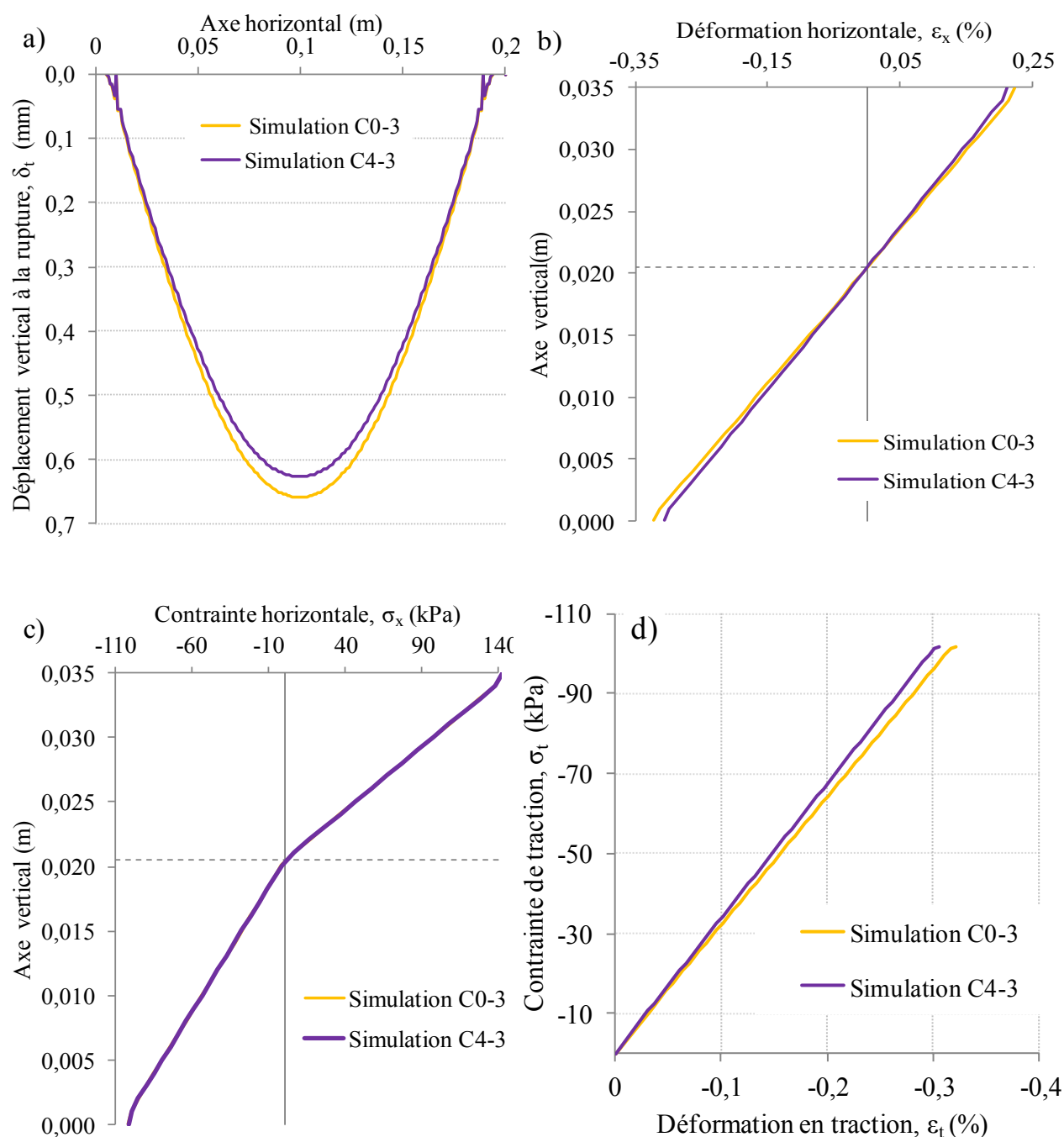


Figure 5–25 : Résultats des simulations C₀₋₃et C₄₋₃: Comparaison des résultats numériques et expérimentaux obtenus pour l'échantillon de résidus Malartic (série Ma-40; avec $w = 7,9\%$) pour $v = 0,25$ et $v = 0,33$. (a) Déplacement vertical à la rupture au bas de l'éprouvette. (b) Déformation horizontale à la rupture le long de l'axe central vertical (c) Contrainte horizontale à la rupture le long de l'axe central vertical de l'éprouvette, et (d) Diagramme contrainte-déformation pour le point situé au bas, au centre de l'éprouvette.

Les principaux résultats des simulations des séries C_0 et C_4 , i.e. $\delta_{t \max}$ (mm), résistance à la traction σ_t (kPa) et déformation horizontale maximum $\varepsilon_{t \max}$ (%), obtenus au temps t_p sont comparés entre eux à la figure 5–26 et au tableau A.5.1.4. Ces résultats sont présentés en fonction du degré de saturation et des courbes de tendance ont été tracées à des fins de comparaison.

Au tableau A.5.1.4 on note que le temps t_p (lors de l'apparition des zones de plasticité au bas de l'éprouvette) reste le même pour chaque simulation avec $\nu = 0,25$ et $\nu = 0,33$. La force maximale pour produire la rupture F_{\max} ne varie pas en fonction du coefficient de Poisson.

Tel qu'illustré aux figures 5–26a et 5–26b, l'augmentation du coefficient de Poisson ν affecte légèrement le déplacement $\delta_{t \max}$ et la déformation $\varepsilon_{t \max}$, mais elle n'affecte pas la résistance en traction obtenue. Les paramètres caractéristiques des courbes de tendance, présentés au tableau 5–15 permettent de confirmer que la différence entre les résultats des séries C_0 et C_4 est très petite.

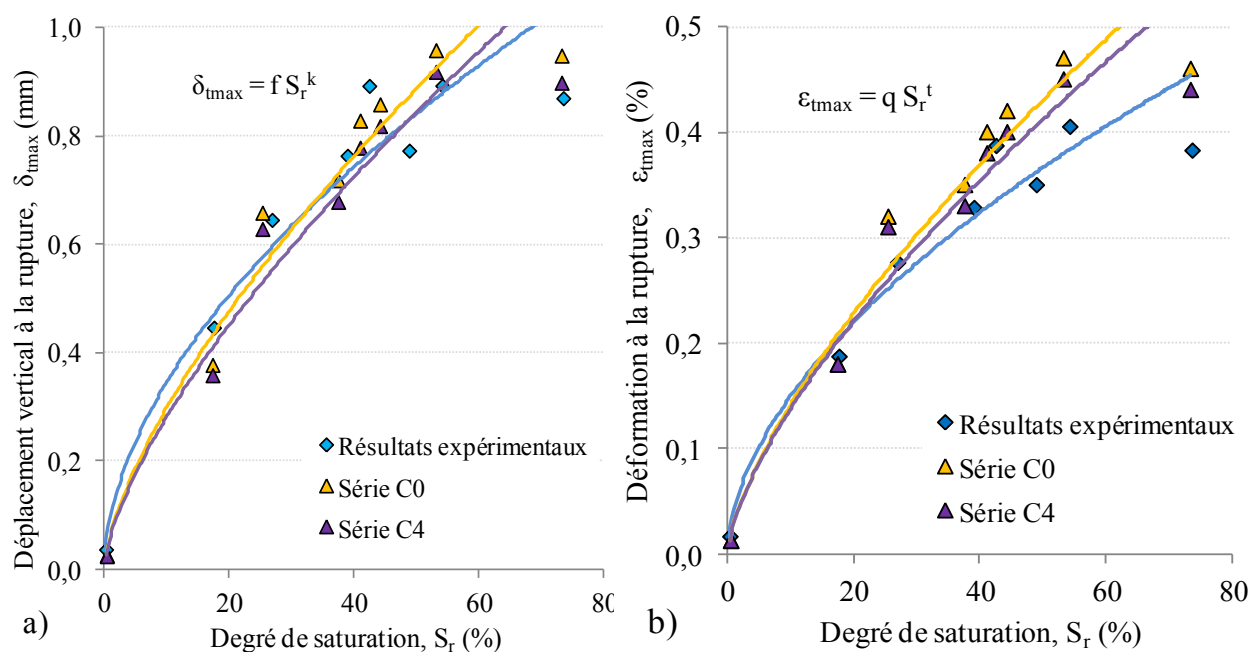


Figure 5–26: Séries C_0 et C_4 : Comparaison des principaux résultats obtenus numériquement à t_p avec différents coefficients de Poisson ν . a) Déplacement vertical maximal $\delta_{t \max}$ en fonction du degré de saturation S_r des résidus; b) Déformation en traction maximale $\delta_{t \max}$ en fonction du degré de saturation S_r des résidus.

Tableau 5–15 : Paramètres des courbes de tendance des relations $\delta_{t \max} - S_r$ $\varepsilon_{t \max} - S_r$ du résidu Malartic (Osisko) présentées à la figure 5–26.

Paramètres des équations des courbes de tendance						
Série	f	k	R ²	q	t	R ²
C ₀	0,0617	0,6808	0,9909	0,0289	0,69	0,9904
C ₄	0,0896	0,6744	0,9905	0,0305	0,6762	0,9898
Ma-40 (exp)	0,0956	0,5554	0,991	0,0417	0,5555	0,9916

5.3 Analyse des résultats numériques

Les principaux résultats de l'étude numérique (et paramétrique), qui ont été présentés dans ce chapitre, sont brièvement discutés ici. Rappelons d'abord que toutes les simulations numériques menées avec SIGMA/W ont été réalisées en déformation plane (2D). Un maillage triangulaire et carré a été adopté pour bien s'ajuster à la géométrie du modèle. Au total, 8 essais de flexion menés sur les résidus Malartic (ayant un $e = 0,84$) ont été considérés pour les simulations numériques.

Les propriétés géotechniques du matériau, obtenues au laboratoire, ont été utilisées lors des simulations des séries de base A₀ et B₀ (incluant le module de Young E, le poids unitaire γ , l'angle de friction effectif ϕ' et la cohésion c'). Un coefficient de Poisson $\nu = 0,25$ et un angle de dilataance $\psi = 0$ ont été adoptés sur la base d'autres travaux (e.g. El-Mkadmi, 2012; L-Bolduc, 2012). Les essais de flexion ont été simulés selon un comportement linéaire-élastique et élastique-plastique pour les séries A₀ et B₀ respectivement. La durée des simulations, la charge totale appliquée et la vitesse de chargement imposée pour les séries A₀ et B₀ correspondent aux valeurs expérimentales. Les résultats des simulations des séries A₀ et B₀ ont montré qu'il y a une bonne concordance avec les résultats expérimentaux (pour les valeurs de $\delta_{t \max}$, $\varepsilon_{t \max}$ et σ_t). Le modèle B₀, qui adopte une loi élastique-plastique, se rapproche un peu plus des valeurs expérimentales de $\delta_{t \max}$, $\varepsilon_{t \max}$ car les valeurs du module de Young E imposées ont été optimisées par itération (contrairement aux valeurs fixes, prédéterminées, pour le modèle A₀). Rappelons que les valeurs de résistance en traction obtenues des simulations des séries A₀ et B₀ sont les mêmes

car le modèle B_0 utilise une valeur de cohésion qui empêche l'apparition des zones de plasticité (ou un comportement plastique) avant la rupture.

Les simulations des séries A_0 et B_0 ont aussi permis de constater que la pente de la relation contrainte –déformation est proportionnelle (mais pas égale) à la valeur du module de Young E imposé. La valeur de cette pente est plus élevée que le module de Young E déduit des essais car la solution analytique utilisée ici suppose que les contraintes σ_y et σ_z sont nulles (traction pure) et que le module de Young ne dépend que de la contrainte et de la déformation dans la direction horizontale (voir équation 2–59), contrairement à la solution numérique (équ. 2–65) qui est plus représentative.

Aussi, il a été observé que les simulations des séries A_0 et B_0 ne reproduisent pas bien l'évolution du déplacement vertical en fonction de la force appliquée durant les essais (voir fig. 5–11), en raison des hypothèses simplificatrices qu'adoptent les modèles de comportement LE et EP. Rappelons que ces deux lois idéalisent le comportement complexe (non linéaire) des résidus par une relation linéaire dans le domaine « élastique » (sous le critère de plasticité, le cas échéant). On note néanmoins que pour certains cas, les résultats des simulations de la série B_0 s'approchent un peu mieux des données expérimentales.

L'évaluation paramétrique effectuée à partir des séries A_0 et B_0 était basée sur une approche qui vise à obtenir numériquement les valeurs du déplacement mesurées à la rupture au laboratoire, avec apparition des zones de plasticité au bas de l'éprouvette à $t = t_f = t_p$ (pour les simulations suivant un comportement élastique-plastique). L'étude paramétrique portait sur l'influence de 7 paramètres : la loi de comportement, le module de Young, la cohésion, la longueur et la largeur de l'éprouvette, la vitesse de chargement et le coefficient de poisson. Ces 5 derniers paramètres ont été évalués à partir d'un modèle idéalisé avec une géométrie et une vitesse de chargement constantes (série C_0), suivant un comportement élastoplastique bimodulaire (avec des valeurs utilisées dans la série modifiée B_3).

De façon générale, on a pu noter que :

- Lorsque l'on utilise la loi de comportement élastique-plastique, les déplacements $\delta_{t_{\max}}$ à la «rupture» (à t_f) sont plus grands que lorsqu'on utilise un comportement élastique linéaire. L'état des contraintes ne change pas avec la loi de comportement si le seuil de plasticité n'est pas atteint, tel qu'observé pour les simulations des séries A_0 et B_0 . Toutefois, le modèle

constitutif a une influence sur l'état des contraintes et des déformations lorsqu'un comportement plastique est observé. Dans ce cas, le modèle EP produit, à un temps de rupture donné, une résistance en traction plus faible et une déformation $\varepsilon_{t \max}$ plus élevée que le modèle LE. On considère ici que la rupture de l'éprouvette peut être associée à l'apparition des zones de plasticité (selon les modèles avec la loi EP) en raison notamment de la nature fragile (peu plastique) des résidus miniers non saturés.

- Le module de Young E (constant sur toute la section de l'éprouvette) affecte le déplacement vertical et les déformations horizontales. Lorsque le module de Young augmente, les déplacements verticaux $\delta_{t \max}$ et les déformations horizontales $\varepsilon_{t \max}$ diminuent. Les simulations A_{0-3} et A_{1-3} , ont aussi montré que la variation du module de Young E n'a pas d'influence sur la résistance à la traction. L'adoption du comportement bimodulaire ($E_t \neq E_c$) du matériau lors de simulations engendre un effet sur la position de l'axe neutre de l'échantillon, la déformation horizontale, le déplacement vertical ainsi que sur la distribution des contraintes. La simulation A_{2-3} a notamment mis en évidence que ce comportement bimodulaire (avec $E_t < E_c$) augmente le déplacement vertical $\delta_{t \max}$ et la déformation en traction $\varepsilon_{t \max}$ et diminue la contrainte en traction à la rupture (par rapport à la simulation A_{0-3} avec un module de Young constant).
- La cohésion (effective dans les simulations) c' a un effet majeur sur la valeur de la résistance en traction et sur le temps nécessaire pour que des zones de plasticité se développent au bas de l'éprouvette. Plus la cohésion c' augmente plus la contrainte de traction au seuil de plasticité (à $t = t_p$) augmente. L'accroissement de la cohésion fait en sorte que la durée du comportement élastique est plus longue (c'est-à-dire que le seuil de plasticité est atteint moins rapidement).
- Les dimensions de l'éprouvette (i.e. la hauteur h et la longueur L), influencent directement le déplacement vertical et le temps nécessaire pour atteindre la résistance à la rupture en traction. Lorsqu'on augmente la longueur d'environ 1,75 fois, le temps d'apparition des zones de plasticité au bas de l'éprouvette t_p diminue par un facteur d'environ 3. Lorsqu'on augmente la hauteur de l'éprouvette de $h = 3,5$ cm à $h = 6,0$ cm (soit 1,7 fois) le temps t_p décroît par un facteur de 3. Le déplacement vertical à t_p augmente pour les simulations sur des éprouvettes plus longues et plus épaisses alors que la résistance à la traction et la déformation horizontale ne sont pas affectées, étant similaires à celles de la série idéalisée C_0 .

- Le coefficient de Poisson influence légèrement le déplacement vertical à la rupture δ_{tmax} et les déformations horizontales ε_{tmax} . Lorsque le coefficient de Poisson augmente, le déplacement vertical et la déformation en traction (à t_p) diminuent.

Dans ces simulations, la vitesse d'application de la charge affecte exclusivement le temps de chargement où le matériau atteint la contrainte de traction maximale (t_p). Les lois de comportement LE et EP du code Sigma/W ne tiennent pas compte d'un effet de la vitesse de chargement sur la réponse du matériau, pour le calcul des contraintes ou des déformations.

5.4 ANALYSE ET DISCUSSION DES RÉSULTATS

L'ensemble des résultats expérimentaux présentés au chapitre 4 est analysé dans ce qui suit. On y présente une discussion des résultats obtenus des essais de flexion. Une solution analytique visant à prédire la résistance à la traction non saturée est également présentée. Le lien entre la courbe de rétention d'eau et la résistance à la traction non saturée des résidus miniers est aussi discuté. Dans ce qui suit, on utilise le modèle de Schubert (1975) et Kim (2001) étendu pour la prédiction de la résistance en traction et de la cohésion apparente (aux régimes capillaire, funiculaire et pendulaire) des résidus miniers non saturés.

5.4.1 Essais de flexion

Comme on l'a vu dans ce qui précède, des essais de flexion à quatre points ont été menés sur trois types des résidus miniers provenant des sites différents. Pour ce faire, des éprouvettes prismatiques ont été élaborées selon la méthode développée par Saleh-Mbemba (2010) et testées à différents degrés de saturation.

Des vérifications de la teneur en eau sur toute la section des éprouvettes ont été réalisées. Ces vérifications ont montré que la teneur en eau finale w au bas des spécimens est très proche de celle mesurée sur les parties du haut. Cette uniformité (relative) représente un avantage comparé aux autres types d'essais présentés dans la littérature.

Comme mentionné à la section 4.3, les valeurs de la force maximale F_{max} mesurées pour les résidus Bulyanhulu (série Bu-42) sont plus élevées que pour les deux autres résidus préparés à la

même teneur en eau initiale w_0 (séries Ma-40 et Go-39). Ces valeurs de résistance pourraient dépendre (indirectement) de la densité relative D_r des matériaux (qui est liée à leur minéralogie). Les résidus Bulyanhulu ont une densité relative D_r ($= 2,93$) plus élevée que celles des résidus Malartic ($D_r = 2,75$) et Goldex ($D_r = 2,77$). Cette dépendance serait liée à la minéralogie des résidus (tel que discuté plus loin).

Lorsqu'on regarde les résultats obtenus pour un même résidu préparé à différentes teneurs en eau initiale w_0 , on constate que la force à la rupture F_{\max} est plus élevée pour les échantillons préparés à de faibles teneurs en eau initiales (correspondant à des éprouvettes plus denses).

Les résultats expérimentaux ont montré que les résidus miniers non saturés possèdent une résistance à la traction non négligeable (allant jusqu'à 140 kPa pour les résidus Malartic, 110 kPa pour les résidus Goldex et 210 kPa pour les résidus Bulyanhulu). Notons cependant que les essais de flexion utilisés ici fournissent généralement des valeurs de σ_t plus élevées que les essais de traction directe (Ammeri, 2009)

La résistance en traction σ_t varie non linéairement avec la teneur en eau de l'essai w (ou avec le degré de saturation S_r). La courbe de résistance à la traction en fonction du degré de saturation des matériaux granulaires (comme les sables) présente usuellement deux sommets: un premier à l'état pendulaire (à de faibles degrés de saturation) et un deuxième à un degré de saturation proche du AEV (Rodriguez, 2006; Lu et al., 2007; Kim et Sture, 2008). Cependant, pour des matériaux granulaires plus fins (comme les silts), la tendance peut être différente (Lu et al., 2007) en raison notamment d'une capacité de rétention d'eau plus importante. Les courbes déterminées expérimentalement dans ce projet (présentées à la figure 4–17) montrent une valeur maximale de résistance à la traction à faibles degrés de saturation. L'allure des courbes de résistance en traction vs la teneur en eau observées par Lu et al. (2007) pour des sables silteux est similaire aux courbes déterminées ici.

La résistance en traction dépend donc du degré de saturation (ou de la teneur en eau), de la granulométrie, de l'indice des vides e , et des propriétés de rétention d'eau CRE du matériau. Lorsque la teneur en particules fines d'un matériau augmente, le nombre de contacts interparticules augmente faisant croître la résistance en traction grâce à la plus forte adhésion avec l'eau créée entre les grains (Goulding 2006; Lu et al. 2007; Ammeri, 2009).

Le résidu Bulyanhulu montre en général des valeurs de résistance en traction σ_t plus élevées que celles des résidus Malartic et Goldex. La minéralogie des résidus serait la cause principale de ce phénomène. Une cimentation pourrait aussi être attribuée à la formation de minéraux secondaires. Les valeurs élevées de σ_t du résidu Bulyanhulu pourraient aussi s'expliquer par une pression d'entrée d'air AEV plus importante que celle des résidus Malartic et Goldex. Cette tendance est aussi observée avec la résistance en traction en fonction du degré de saturation. Ce lien entre la CRE et la résistance en traction non saturée est exploré dans la suite.

5.4.2 Modèles prédictifs et liens avec la CRE

a) Relations σ_t vs S_r

Divers modèles ont été développés pour prédire la résistance en traction σ_t des sols granulaires non saturés, tel que présenté à la section 2.3.3. À cet effet, la courbe de rétention d'eau est quelques fois divisée en trois zones : pendulaire, funiculaire et capillaire; ces zones sont délimitées par le degré de saturation S_{ca} correspondant à l'AEV et par le degré de saturation S_f correspondant à ψ_r (section 2.2.2).

Les équations 2-53, 2-55 et 2-58 ont été employées ici pour prédire la résistance en traction en fonction du degré de saturation pour les trois résidus testés. Dans l'équation 2-55, les valeurs de P_c ($\equiv \psi$) ont été prises directement des courbes de rétention d'eau avec le modèle VG (1980) présentées à la section 3.1.7. Les valeurs expérimentales de la CRE ont été mesurées par Saleh-Mbemba (2010) lors d'essais de rétention en cellules de pression. Les paramètres caractéristiques de ces courbes sont présentés à l'annexe 3.1 (tableau A.3.1.1).

Les valeurs obtenues avec la méthode de tangentes (section 2.2.2) ont été retenues pour évaluer la succion résiduelle ψ_r et l'AEV applicables au modèle proposé par Rumpf (1961) et Schubert (1984). Les valeurs de S_{ca} et S_f déterminées pour chaque résidu sont présentées au tableau 5-16.

Les paramètres nécessaires pour prédire la courbe de résistance en traction σ_t en fonction du degré de saturation S_r sont présentés au tableau 5-16. L'indice des vides e correspond à la valeur moyenne de l'indice des vides des essais de flexion pour les séries de base (Ma-40, Go-39 et Bu-42, voir tableaux 4-3, 4-7 et 4-9). Le diamètre de particules $d = D_{10}$ car il s'ajuste bien aux résultats expérimentaux. Une valeur de tension de surface d'eau $\alpha = 0.072$ N/m, un nombre de

points de contact entre les particules $k = 12$ et un angle de contact (mouillage) $\delta = 0$ ont été utilisés pour les calculs (Lu et Likos, 2004; Goulding, 2006). Une valeur de séparation des particules $a = 1 \times 10^{-8}$ m (obtenue par itération afin de s'ajuster aux résultats expérimentaux) a été utilisée pour les trois résidus car elle fournit des valeurs de résistance en traction assez justes.

Tableau 5–16 : Paramètres utilisés pour représenter la résistance à la traction σ_t en fonction du degré de saturation S_r des trois résidus.

Paramètre	Malartic	Goldex	Bulyanhulu
Indice des vides, e (éprouvettes testées) (-)	0,84	0,79	0,81
Diamètre de particule, $d = D_{10}$ (m)	$2,03 \times 10^{-06}$	$3,30 \times 10^{-06}$	$2,30 \times 10^{-06}$
Densité relative, D_r (-)	2,75	2,77	2,93
Tension de surface d'eau, α (N/m)		0,072	
Séparation des particules, a (m)		1×10^{-8}	
Angle de mouillage, δ (°)		0	
Nombre de points de contact k (-)		12	
Degré de saturation d'entrée d'air, S_{ca} (-)	0,95	0,96	0,96
Degré de saturation résiduelle, S_r (-)	0,03	0,02	0,03

Les valeurs de la résistance en traction prédites sont présentées aux figures 5–27, 5–28 et 5–29 en fonction du degré de saturation, et elles sont comparées aux valeurs expérimentales pour les trois résidus. Les trois régimes (pendulaire, funiculaire et capillaire) sont également définis aux figures selon les limites S_f et S_{ca} .

Sur ces figures, on observe que les valeurs de résistance en traction prédites sont relativement proches de celles obtenues expérimentalement. On voit aussi que la solution analytique prédictive (éq. 2–58) tend à sous-estimer la résistance à la traction pour les résidus Malartic et Goldex, surtout à faible S_r . Pour les résidus Bulyanhulu, un effet contraire est obtenu (surtout à S_r élevé). L'écart observé entre les valeurs prédites et les valeurs expérimentales pourrait être expliqué par le fait que l'estimation de la résistance en traction dépend du choix des paramètres (tels la séparation des particules a , le diamètre des particules d , l'angle de contact δ et le nombre de points de contact k) qui ne sont pas connus avec précision, ainsi que de la précision de la CRE.

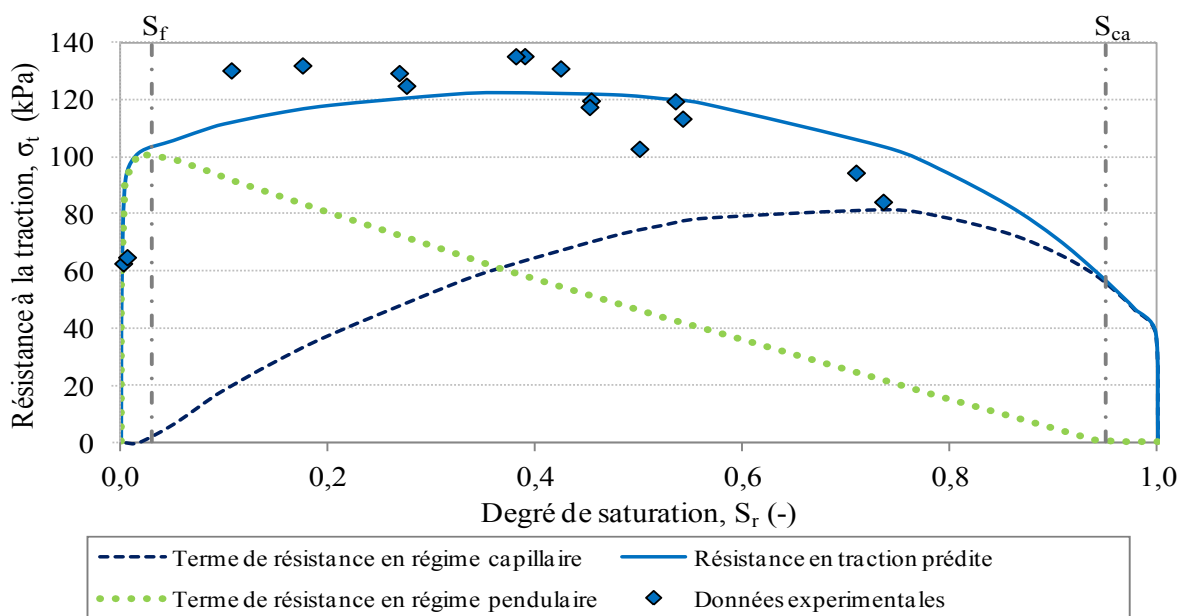


Figure 5–27 : Valeurs de la résistance en traction obtenue expérimentalement et calculée à partir des équations 2–53, 2–55 et 2–58 pour le résidu Malartic (série Ma-40, avec $e_0 = 1,0$ et $e = 0,84$); les paramètres sont donnés au tableau 5–16.

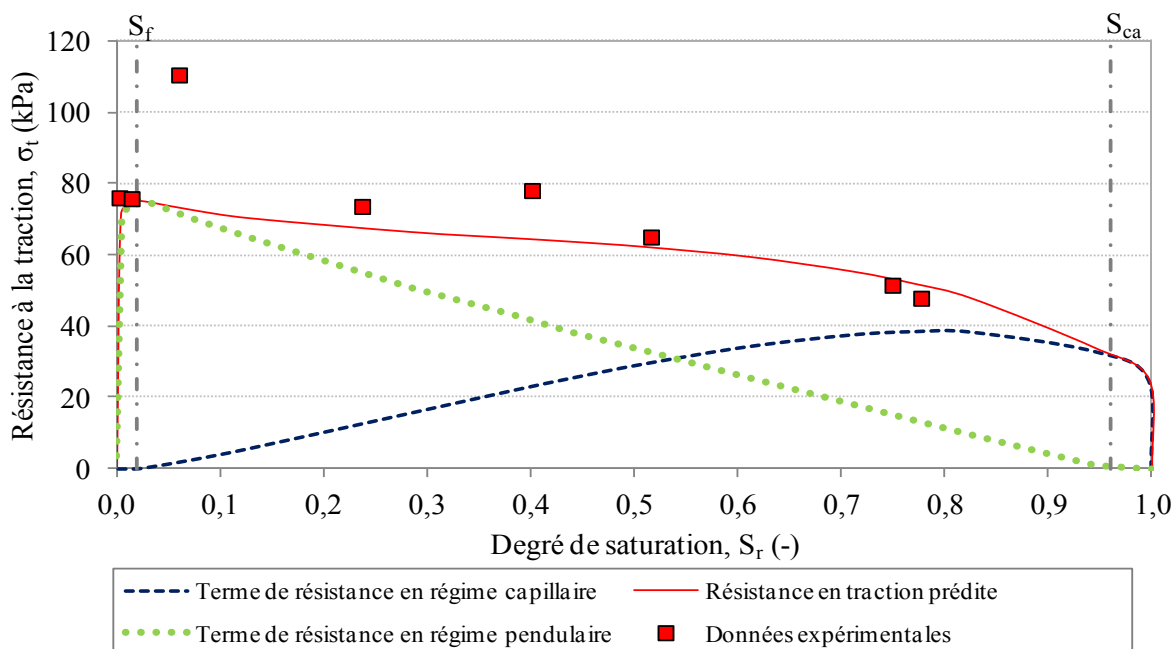


Figure 5–28 : Valeurs de la résistance en traction obtenue expérimentalement et calculée à partir des équations 2–53, 2–55 et 2–58 pour le résidu Goldex (série Go-39 avec $e_0 = 1,0$ et $e = 0,79$); les paramètres sont donnés au tableau 5–16.

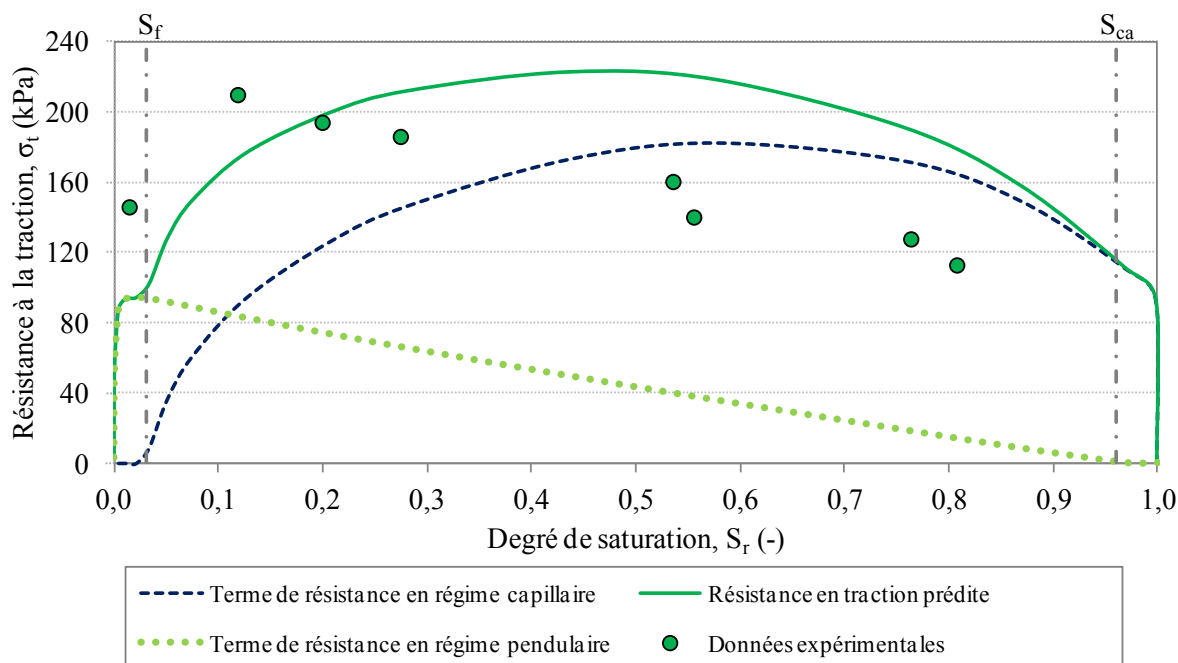


Figure 5–29 : Valeurs de la résistance en traction obtenue expérimentalement et calculée à partir des équations 2–53, 2–55 et 2–58 pour le résidu Bulyanhulu (série Bu-42 avec $e_0 = 1,2$ et $e = 0,81$); les paramètres sont donnés au tableau 5–16.

Malgré les différences entre la solution analytique et les résultats expérimentaux, le modèle prédit que les résidus Bulyanhulu possèdent des résistances en traction plus grandes que les autres deux matériaux (Malartic et Goldex en ordre décroissant). Ce modèle prédictif peut être considéré comme une première approche pour estimer la résistance en traction à partir des propriétés géotechniques et de la CRE.

Selon ce modèle, la résistance en traction en régime capillaire dépend de la succion développée dans le sol à un degré de saturation S_r élevé, tel que défini selon la CRE (Schubert, 1975, 1984; Kim, 2001). Kim (2001) a suggéré que cela est valide aussi en régime funiculaire (pour $S_r \geq S_f$). Une corrélation existerait donc entre la CRE et la résistance en traction des matériaux. On présente aux figures 5–30 à 5–32, les valeurs de la résistance en traction obtenues des expériences de laboratoire (séries Ma-40, Go-39 et Bu-42) et celles obtenues de la solution analytique prédictive (éq. 2–53, 2–55 et 2–58) avec la courbe de rétention d'eau de chaque matériau. Les valeurs mesurées pour ces trois résidus ont été prises des travaux de Saleh-Mbemba (2010); les

courbes ont été lissées avec le code RETC en utilisant le modèle van Genuchten (1980) aux figures 5–30 à 5–32 .

On observe que les valeurs déterminées à partir de la solution analytique suivent la même tendance que les valeurs expérimentales. Sur ces figures, la résistance à la traction et la succion sont présentées sur une échelle logarithmique ce qui réduit (en apparence) l'écart entre la résistance en traction prédite et celle mesurée par rapport à une échelle arithmétique (comme présenté aux figures 5–27 à 5–29).

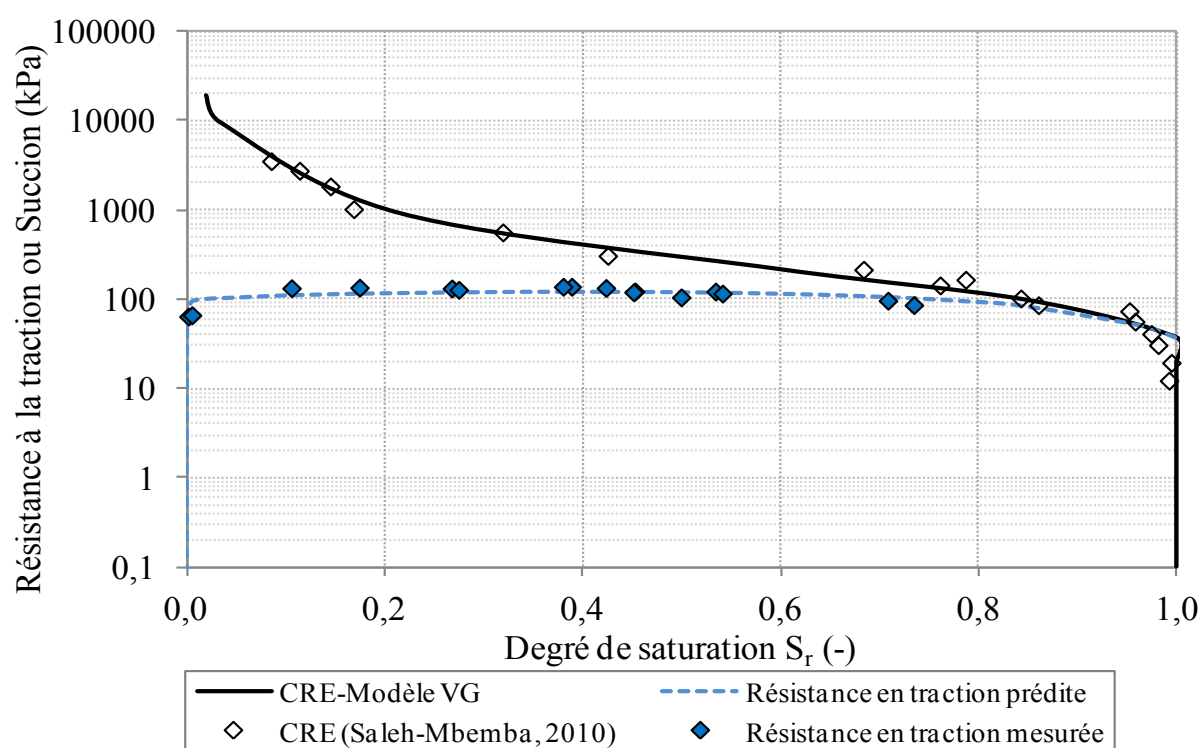


Figure 5–30 : Valeurs de la résistance en traction (échelle logarithmique) obtenues expérimentalement et à partir du modèle prédictif (éq. 2–53, 2–55 et 2–58) pour le résidu Malartic (Osisko); la figure montre aussi la CRE.

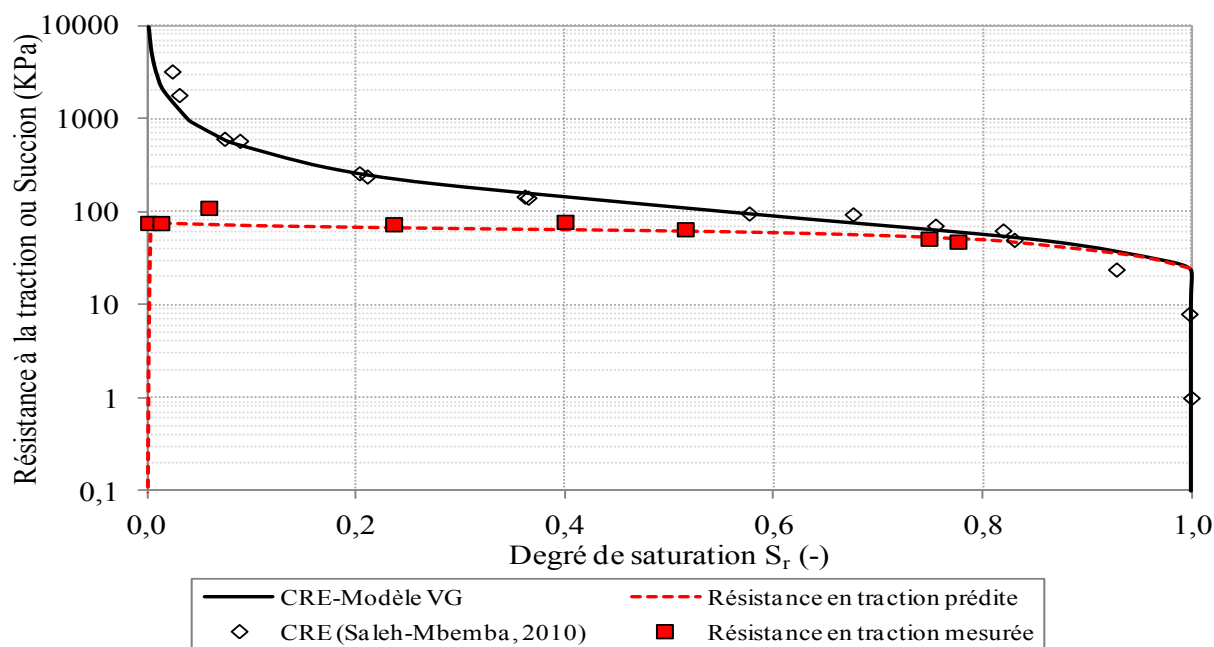


Figure 5–31 : Valeurs de la résistance en traction (échelle logarithmique) obtenues expérimentalement et à partir du modèle prédictif (éq. 2–53, 2–55 et 2–58) pour le résidu Goldex; la figure montre aussi la CRE.

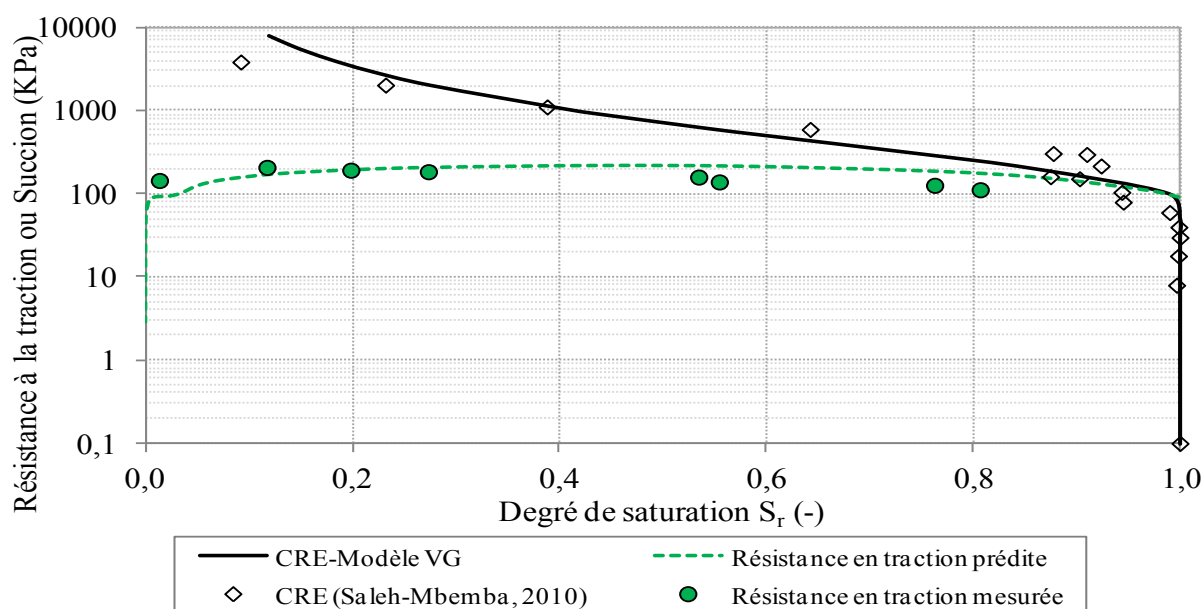


Figure 5–32 : Valeurs de la résistance en traction (échelle logarithmique) obtenues expérimentalement et à partir du modèle prédictif (éq. 2–53, 2–55 et 2–58) pour le résidu Bulyanhulu; la figure montre aussi la CRE.

Les résultats montrés aux figures 5–30 à 5–32 tendent à confirmer que la résistance en traction σ_t peut être reliée à la relation entre la succion et le degré de saturation (CRE). Aux degrés de saturation élevés (proche de la saturation) la résistance en traction est proche de la valeur d'entrée d'air (AEV). Lorsque le degré de saturation diminue, la résistance en traction augmente (un peu) jusqu'à une valeur $S_r \approx 20\%$. Ensuite, il y a une baisse à mesure que le degré de saturation diminue. La résistance en traction non saturée σ_t est donc toujours égale (pour $S_r \geq S_{ca}$) ou inférieure à la valeur de la succion correspondante sur la CRE.

La courbe $\sigma_t - S_r$ tend à rejoindre la courbe de rétention d'eau proche du AEV. Cela peut alors être associé au phénomène d'apparition des fissures durant l'assèchement. Saleh-Mbemba (2010) a en effet montré que les fissures dans un résidu initialement saturé qui s'assèche (sous un retrait empêché) se produisent lorsque la succion dépasse la valeur d'entrée d'air AEV. Tant que la succion ne dépasse pas la résistance à la traction du matériau il n'y a pas de fissuration.

b) Relations (σ_t/ψ) vs ψ

On a évalué le lien entre la résistance en traction σ_t et la succion d'un matériau ψ . Le rapport σ_t/ψ pour chacun des trois matériaux testés (séries Ma-40, Go-39 et Bu-49) est présenté aux figures 5–33 à 5–35 en fonction de la succion ψ du matériau. La résistance à la traction σ_t est liée à la succion ψ et au degré de saturation S_r , selon la courbe de rétention d'eau CRE. Les valeurs de σ_t et de ψ , exprimées en kPa, ont été prises des figures 5–30 à 5–32 pour les résidus Malartic, Goldex et Bulyanhulu respectivement. La relation σ_t/ψ vs ψ a été divisée en deux zones : une zone proche de la saturation (zone capillaire, $S_r \approx 100\%$) et une deuxième zone pour $S_r < S_{ca}$. Ces deux zones sont limitées par l'AEV du matériau. Dans la première zone, le facteur σ_t/ψ n'est pas défini car il n'y a pas eu de mesures pour $S_r \geq 90\%$ (et donc $\psi \leq \text{AEV}$). Dans la deuxième zone ($\psi > \text{AEV}$) le rapport σ_t/ψ est inférieur à 1.

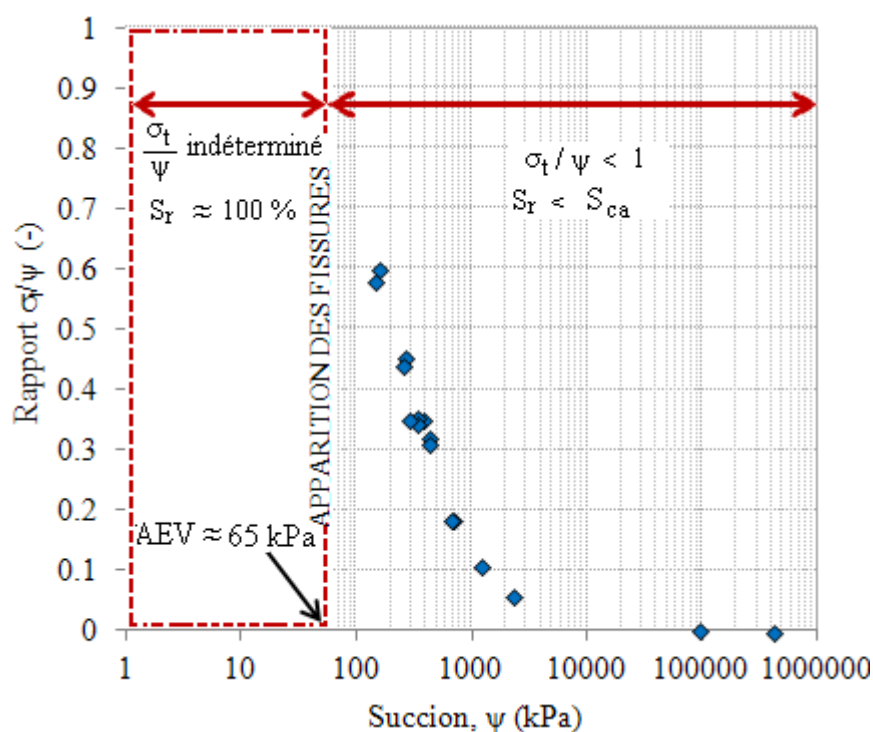


Figure 5–33 : Relation entre la résistance à la traction σ_t et la suction ψ pour les résidus Malartic (série Ma-40) : σ_t/ψ en fonction de la suction ψ .

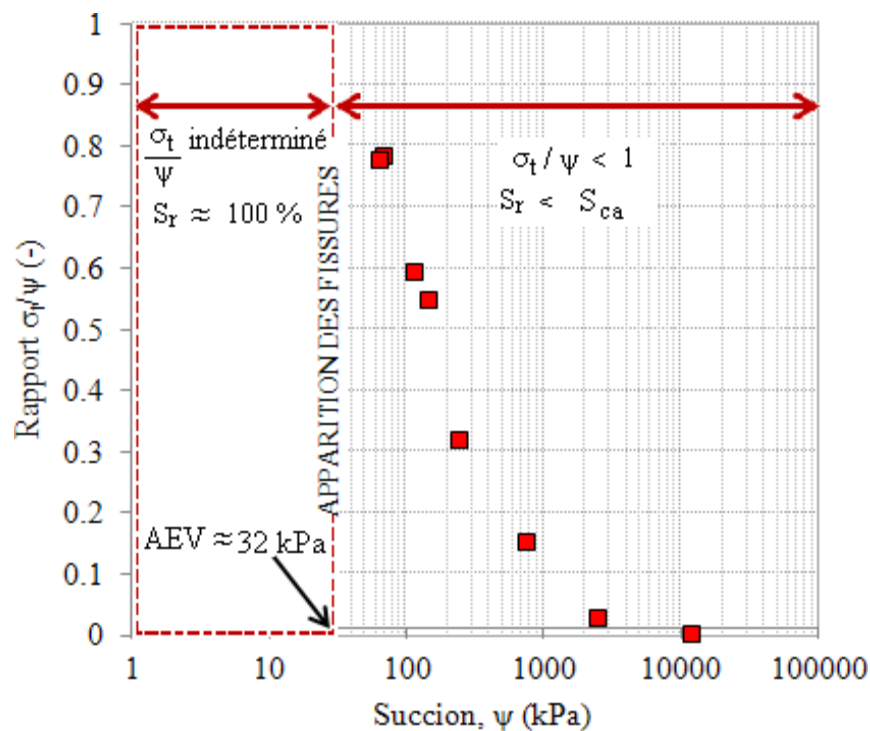


Figure 5–34 : Relation entre la résistance à la traction σ_t et la suction ψ pour les résidus Goldex (série Go-39) : σ_t/ψ en fonction de la suction ψ .

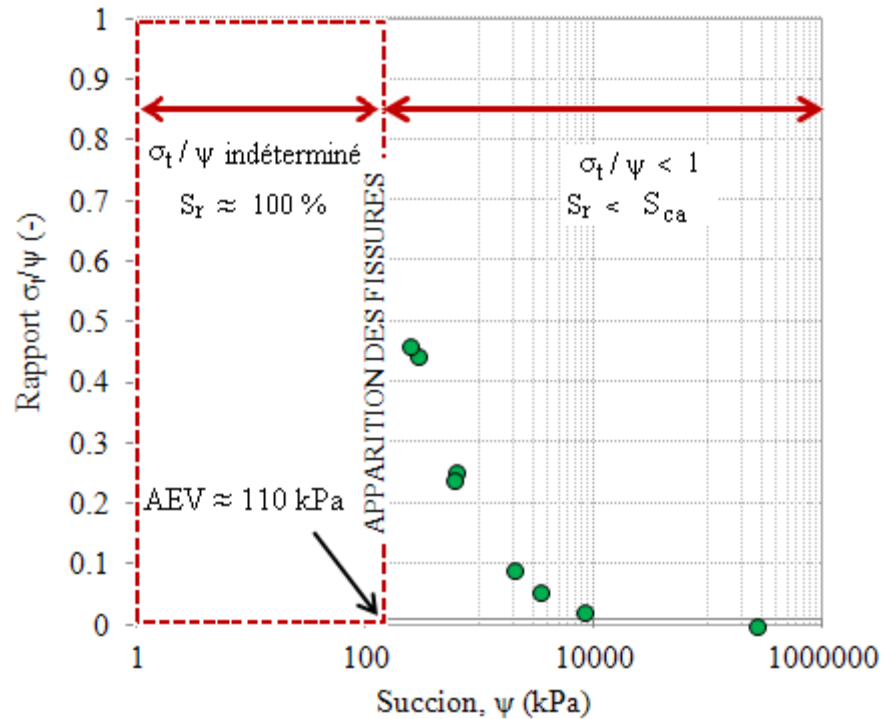


Figure 5–35 : Relation entre la résistance à la traction σ_t et la succion ψ pour les résidus Bulyanhulu (série Bu-42) : σ_t / ψ en fonction de la succion ψ .

c) Relations (σ_t/S_r) vs ψ

Schubert (1975, 1984) a proposé l'équation 2–55 pour estimer la résistance en traction des sols granulaires à l'état capillaire (pour des degrés de saturation relativement élevés). Kim (2001) a utilisé l'équation 2–57 pour estimer σ_t à l'état capillaire et à l'état funiculaire ($S_r \geq S_f$). Ces équations représentent la résistance à la traction selon la succion développée à un degré de saturation donné.

L'équation 2–57 est étendue aux trois régimes de saturation (capillaire, funiculaire et pendulaire) pour les trois résidus testés, à partir de la relation entre le rapport σ_t/S_r et S_r . Les valeurs de la résistance en traction et du degré de saturation correspondent à celles obtenues expérimentalement des séries Ma-40, Go-39 et Bu-42. Les résultats obtenus sont montrés aux figures 5–36 à 5–38.

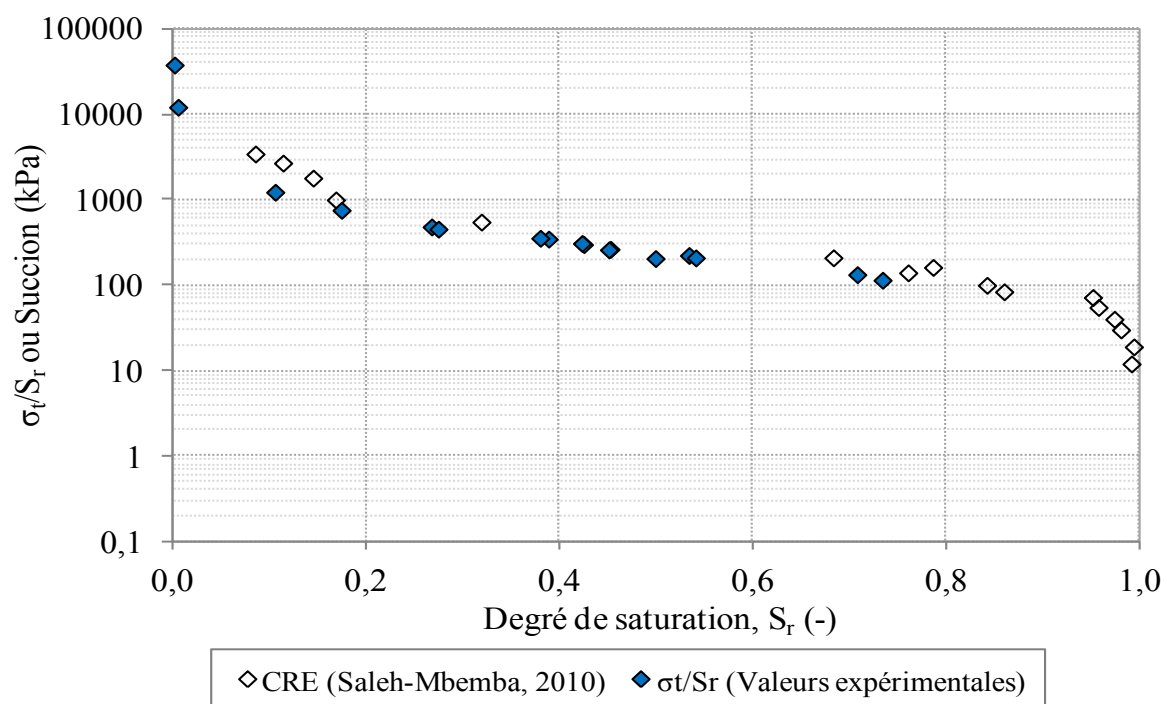


Figure 5-36 : Relation entre le rapport σ_t/S_r obtenu des essais de flexion et la CRE mesurée par Saleh-Mbemba (2010) pour les résidus Malartic (Osisko).

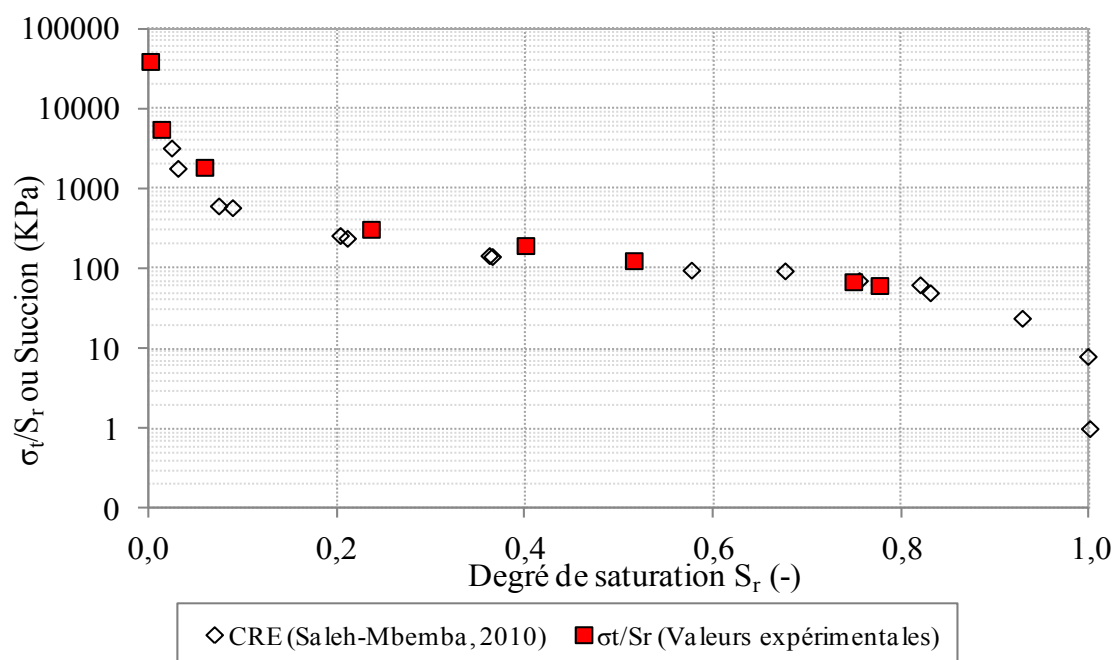


Figure 5-37 : Relation entre le rapport σ_t/S_r obtenu des essais de flexion et la CRE mesurée par Saleh-Mbemba (2010) pour les résidus Goldex.

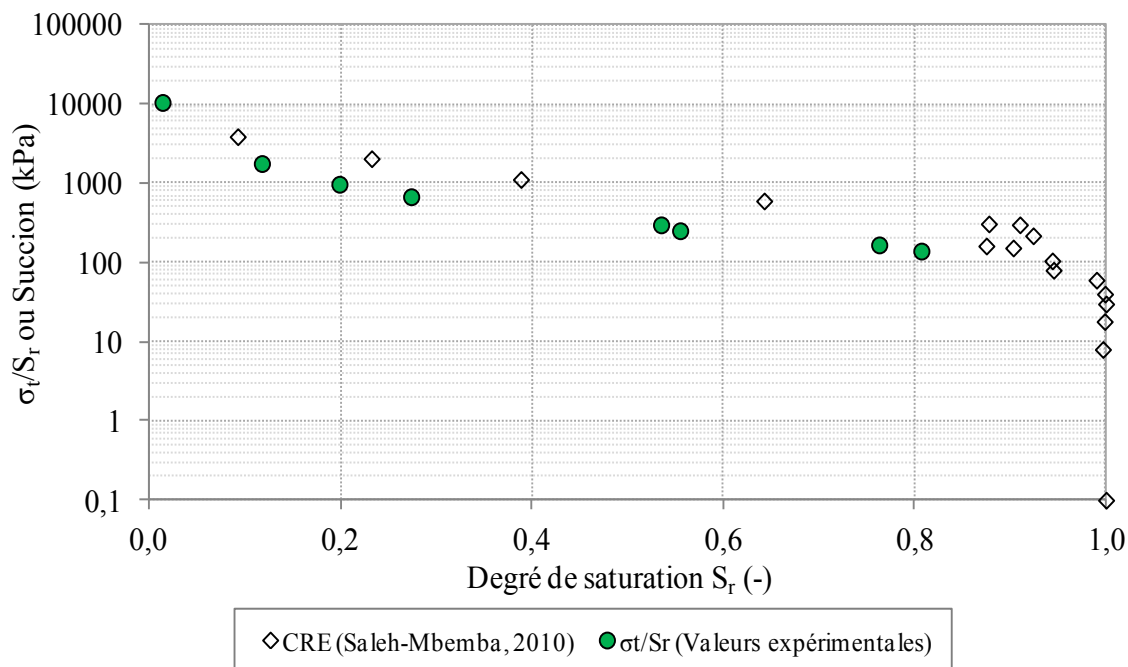


Figure 5–38 : Relation entre le rapport σ_t/S_r obtenu des essais de flexion et la CRE mesurée par Saleh-Mbemba (2010) pour les résidus Bulyanhulu.

Sur ces figures, on peut observer que la courbe σ_t/S_r versus S_r suit la même tendance que la courbe de rétention d'eau (CRE). Ceci tend à confirmer la corrélation entre la succion et le rapport σ_t/S_r . Ceci indique aussi que l'équation 2–57 s'appliquerait à tous les degrés de saturation S_r pour les trois types de résidus.

De façon plus spécifique, pour le cas de Malartic, on note à la figure 5–36 que les valeurs de σ_t/S_r correspondent à peu près aux valeurs de la succion pour un degré de saturation donné. La courbe σ_t/S_r versus S_r est alors très proche de la CRE ($\sigma_t/S_r \approx \psi$). À noter toutefois que l'indice des vides moyen e des essais de flexion ($e = 0,84$) est plus élevé que l'indice des vides final e_f des essais de rétention d'eau ($e_f = 0,78$). Rappelons que durant l'assèchement, l'indice des vides tend à rester constant pour des succions plus élevées que la valeur du AEV. Aubertin et al. (1998, 2003) et Fredlund et al. (2012) ont démontré que les valeurs de succion sont plus élevées lorsque les sols sont plus denses à un degré de saturation donné. À la section 4.4.1, on a vu que pour un même degré de saturation, la résistance en traction augmente lorsque l'indice des vides diminue (et donc lorsque la masse unitaire sèche augmente).

Pour les résidus Goldex (figure 5–37), l'indice de vides ($e = 0.79$) des éprouvettes pour les essais de flexion était élevé que pour des essais en cellule de pression (avec un indice des vides final $e_f = 0.70$). Les valeurs du rapport σ_t/S_r sont un peu plus élevées que la succion pour un même degré de saturation. On y observe néanmoins un bon accord entre les deux courbes.

La figure 5–38 montre que les valeurs de σ_t/S_r des résidus Bulyanhulu sont plus petites que celles de succion (à un S_r donné). Les valeurs de résistance à la traction obtenues en laboratoire sont également inférieures à celles prédites par l'équation de Rumpf (1961) et Schubert (1975) (figure 5–29). La précision des essais et les caractéristiques des éprouvettes pourraient expliquer (en partie) cet écart entre la courbe σ_t/S_r vs S_r et la CRE (avec $e = 0,81$ vs $e_f = 0,62$).

d) Prédiction de la cohésion apparente à partir de la CRE

Si l'on suppose que l'expression 2–57 est applicable pour toute la gamme de degrés de saturation des résidus ($0 \leq S_r \leq 100\%$), la cohésion apparente c_{app} peut être reliée à la succion ψ (définie par la CRE) à partir des équations 2–31 et 2–57. On peut alors écrire :

$$\frac{\sigma_t}{S_r} = \psi = \frac{2c_{app}\cos\phi'}{S_r(1 + \sin\phi')} \quad (5-2)$$

$$\frac{c_{app}}{S_r} = \psi \frac{(1 + \sin\phi')}{2\cos\phi'} \quad (5-3)$$

L'équation 5–3 est appliquée ici en utilisant les valeurs de la succion ψ et du degré de saturation mesurés par Saleh-Mbemba (2010) (CRE obtenues des essais en cellule de pression). Les résultats obtenus sont comparés aux valeurs du rapport c_{app}/S_r issues de l'analyse des résultats des essais de flexion. Rappelons que les valeurs de la cohésion apparente c_{app} , présentées à la section 4.6 (voir aussi tableau A.4.7.1), ont été déterminées à partir de l'équation 2–31 (pour $\phi' = 35,2$, tiré des travaux de Poncelet, 2012). Les résultats sont présentés à la figure 5–39.

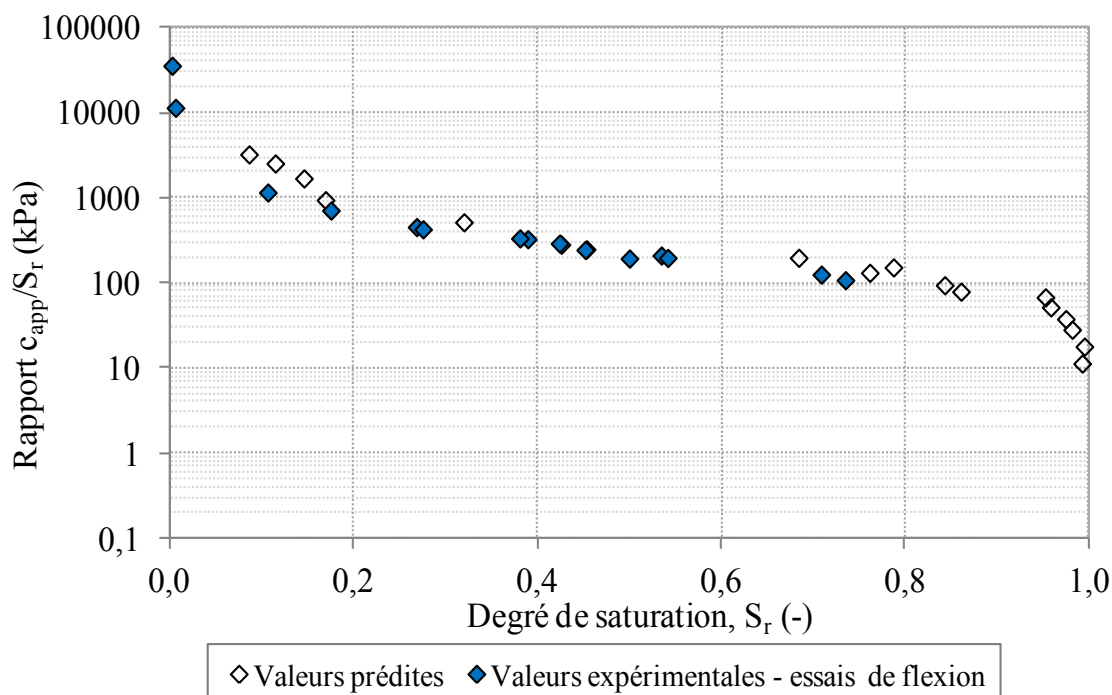


Figure 5-39 : Valeurs du rapport c_{app}/S_r prédites par l'équation 5-3 et déterminées à partir des essais de flexion pour le résidu Malartic (série Ma-40, avec $e_0 = 1,0$ et $e = 0,84$).

On constate sur la figure 5-39, on constate que la courbe c_{app}/S_r vs S_r suit la même tendance que la courbe σ_t/S_r vs S_r (présentée plus haut). Les valeurs prédites par l'équation 5-3 se rapprochent bien des valeurs expérimentales avec une surestimation. Par exemple, pour un degré de saturation $S_r = 10\%$, on obtient $c_{app} \approx 290$ kPa à partir de l'équation prédictive 5-3 et $c_{app} \approx 125$ kPa à partir des résultats des essais flexion (éq. 2-31). Cet écart dépend de plusieurs facteurs, incluant la précision dans la mesure de la courbe de rétention du matériau.

L'ensemble des résultats présentés ici tendent donc à démontrer qu'il existe une relation étroite entre la CRE et les valeurs de σ_t et c_{app} des résidus miniers.

CHAPITRE 6 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Ce projet de recherche avait pour objectif de proposer un protocole d'essai de laboratoire pour déterminer la résistance à la traction de résidus miniers non saturés. Pour ce faire, des essais de flexion avec quatre points d'appui ont été menés sur les résidus des mines Malartic (Osisko), Goldex et Bulyanhulu. Les résultats obtenus ont aussi permis d'évaluer la cohésion apparente (difficilement mesurable au laboratoire) et le module de Young en fonction du degré de saturation. Suite aux essais de laboratoire, des simulations numériques ont été effectuées avec le code SIGMA/W afin de compléter l'analyse et de valider, en partie, les résultats expérimentaux.

Le comportement en traction des résidus, lié au phénomène de fissuration, est un domaine très peu abordé dans la littérature. L'ensemble des résultats présentés dans ce projet permet un avancement des connaissances à ce sujet. Ce chapitre présente les principales conclusions et recommandations qui découlent de cette recherche.

6.1 Conclusion

L'élaboration des spécimens de résidus miniers provenant des mines de roches dures pour des essais de traction s'avère une tâche complexe puisque ce matériau pulvérulent possède une très faible plasticité. La méthode de préparation des éprouvettes utilisée ici a été développée par Saleh-Mbemba (2010). Elle permet de contourner certaines difficultés en utilisant le phénomène naturel de dessiccation. La taille des éprouvettes est relativement petite (en comparaison avec autres types d'essais de traction), ce qui favorise une homogénéité et une uniformité des propriétés géotechniques.

Les spécimens prismatiques ont été testés à l'aide d'essais de flexion avec quatre points (i.e. deux appuis en dessous et deux points d'appui sur le dessus pour appliquer la charge). Le protocole utilisé a été inspiré de la norme ASTM-D1635 (2006). La modification principale apportée touche le type de chargement. Les essais de flexion ont été menés ici en adoptant une vitesse de chargement contrôlée alors que la norme ASTM-D1635 (2006) adopte un chargement avec déplacement contrôlé. Une faible vitesse de chargement (0,007- 0,018 N/s) a été adoptée lors des essais de flexion dans le but de permettre une meilleure identification de l'apparition de la

fracture de l'éprouvette. Les résultats des essais ont montré que les valeurs mesurées de la force à la rupture F_{\max} (pour une même valeur de S_r) ne sont pas affectées par la variation de la vitesse de chargement sur la gamme de valeurs utilisées.

La bonne répétabilité de la procédure de préparation des spécimens prismatiques a été confirmée par la vérification de l'uniformité des éprouvettes au niveau notamment de la teneur en eau finale w . Ceci facilite la comparaison des résultats des essais de flexion entre eux. Il a aussi été constaté que la teneur en eau initiale (de préparation) w_0 des résidus a une influence directe sur l'indice des vides final de l'éprouvette, tel que démontré par Saleh-Mbema (2010). Cet indice des vides final augmente avec la teneur en eau initiale. Cette caractéristique a mené à une analyse de l'influence de la teneur en eau de préparation sur la résistance en traction.

Les résultats des essais de flexion à quatre points menés sur les résidus miniers non saturés indiquent que la résistance à la traction σ_t varie en fonction du degré de saturation S_r . La relation non linéaire présente un sommet à de faibles degrés de saturation. Au-delà de cette valeur, la résistance en traction diminue progressivement. Il a aussi été observé que la résistance en traction tend vers zéro lorsque le degré de saturation se rapproche de 100%. Des valeurs maximales de σ_t de l'ordre de 132 kPa (à $S_r = 17,5\%$), 110 kPa (à $S_r = 6\%$) et 210 kPa (à $S_r = 11,7\%$) ont été déterminés respectivement pour les résidus Malartic, Goldex et Bulyanhulu préparés à une teneur en eau initiale $w_0 = 40\%$ ($\pm 2\%$). On a aussi constaté que les résidus Bulyanhulu montrent en général des résistances en traction plus élevées que les deux autres résidus.

Les résultats des essais de flexion menés sur les résidus préparés à différents teneurs en eau initiales (conduisant à des éprouvettes non saturées avec différents indices des vides e) ont montré que la résistance en traction est plus élevée pour les résidus préparés avec une teneur en eau plus faible. Autrement dit, les éprouvettes plus denses (e plus faible) ont montré des résistances plus élevées. Une augmentation de la résistance σ_t allant jusqu'à 40% a été constatée pour une réduction d'environ 18% de l'indice des vides e .

Par ailleurs, la résistance à la traction des résidus Malartic, Goldex et Bulyanhulu a été estimée en utilisant le modèle prédictif (basé sur un système de deux particules sphériques) proposé par Rumpf (1961) et Schubert (1984). Les valeurs de résistance en traction ainsi obtenues sont comparables avec les valeurs expérimentales. La méthode analytique lie la résistance à la capacité de rétention d'eau (voir CRE), aux propriétés des résidus (i.e. granulométrie, indice des

vides) et aux caractéristiques de contact entre les particules (p.e. nombre de contact k , tension de surface α , angle de ménisque θ^*).

Les valeurs de la résistance à la traction des résidus non saturés issues de l'analyse expérimentale (avec la méthode élastique) ont aussi été reliées à la succion grâce à la courbe de rétention d'eau CRE. Pour ce faire, les courbes de rétention d'eau des trois résidus mesurées par Saleh-Mbemba (2010) ont été employées. La relation proposée par Schubert (1975, 1984) et Kim (2001) a été évaluée en comparant les valeurs de la CRE (i.e succion vs S_r) aux valeurs expérimentales obtenues ici (i.e. σ_t vs S_r). Les résultats obtenus ont montré que l'équation 2-57, proposée initialement pour estimer la résistance à la traction des sols pour des degrés de saturations élevés, pourrait être utilisée (en première analyse) pour toute la gamme de S_r .

Outre la résistance à la traction des résidus miniers non saturés, les essais de flexion menés dans le cadre de ce projet ont permis de déterminer la déformation horizontale de traction $\varepsilon_{t \max}$ à la rupture de l'éprouvette. Ces valeurs ($\varepsilon_{t \max}$ et σ_t) ont servi à estimer le module de Young E en fonction du degré de saturation des résidus miniers. Le module de Young semble varier avec le degré de saturation suivant une loi définie. À l'état quasi-sec, les résidus possèdent une rigidité élevée ($E = 371$ MPa pour les résidus Malartic, 597 MPa pour les résidus Goldex et 1392 MPa pour les résidus Bulyanhulu) qui diminue brusquement avec une faible augmentation de S_r . Ensuite, E diminue lentement et s'approche de zéro lorsque le degré de saturation tend vers 100%. Des relations définissant le module de Young en fonction du degré de saturation ($E - S_r$) ont été proposées pour les trois résidus testés ici.

Il a aussi été observé que le degré de saturation correspondant à la valeur maximale de la résistance à la traction coïncide avec le degré de saturation à partir duquel le déplacement vertical mesuré à la rupture $\delta_{t \max}$ augmente de façon abrupte (i.e. apparence d'un seuil). Cette valeur de S_r marque aussi la diminution rapide de la rigidité du matériau exprimée par le module de Young E .

Les valeurs mesurées de la résistance en traction σ_t des résidus miniers Malartic (Osisko) ont aussi été utilisées pour évaluer la cohésion apparente c_{app} à partir du critère de Mohr Coulomb, selon l'angle de friction interne ϕ' . Cette dernière valeur ($\phi' = 35,2$) a été prise des travaux expérimentaux de Poncelet (2012). Les résultats obtenus de l'analyse des résultats expérimentaux ont montré que la relation c_{app} vs S_r suit une tendance très similaire à celle de la relation $\sigma_t - S_r$.

(tel qu'anticipé). Les valeurs de c_{app} ainsi obtenues varient entre 60,5 kPa et 130,5 kPa. Les valeurs plus faibles de c_{app} sont observées lorsque S_r tend vers 100%.

Une fois le lien $c_{app} - S_r$ établi, la cohésion apparente a été reliée à la succion via la courbe de rétention d'eau du résidu. Une équation expérimentale a aussi été proposée pour estimer la cohésion apparente en fonction du degré de saturation S_r , de la succion ψ et de l'angle de friction interne ϕ' . Cette équation permettrait de "prédire" la cohésion apparente à partir de la courbe de rétention d'eau et de ϕ' . Les résultats obtenus pour les résidus Malartic (Osisko) sont encourageants. D'autres travaux seront toutefois nécessaires pour valider la relation proposée.

Des essais de flexion à quatre points menés sur les résidus Malartic ont été simulés avec le code SIGMA/W en utilisant les modèles de comportement linéaire élastique (LE) et élasto-plastique (EP). Ces simulations visaient à reproduire les valeurs de déplacement au bas de l'éprouvette à la rupture en utilisant les propriétés géotechniques et la force à la rupture F_{max} mesurées au laboratoire. Les déplacements mesurés δ_{tmax} et calculés numériquement avec le modèle LE sont très similaires, avec un écart maximal de 0,19 mm ($\leq 20\%$). Cet écart diminue à 0,05 mm ($\leq 10\%$) pour le modèle EP lorsque les valeurs du module de Young sont optimisées.

Lorsque les valeurs de cohésion issues de l'analyse expérimentale sont utilisées le modèle EP donne les mêmes résultats (i.e σ_t) que le modèle LE. Les résistances en traction obtenues numériquement sont habituellement légèrement plus faibles que celles obtenues des essais de flexion, avec un écart inférieur à 11 kPa ($\leq 10\%$). Les résultats satisfaisants obtenus avec le code SIGMA/W ont permis de valider (en partie) l'analyse des résultats expérimentaux, en termes de résistance en traction et cohésion apparente.

L'effet du module de Young des résidus a aussi été analysé à partir des modèles numériques LE et EP. Les résultats indiquent que les éprouvettes plus rigides subissent des déplacements verticaux plus petits. Un comportement bimodulaire a aussi été simulé, mais l'effet sur le déplacement est plus difficile à identifier. Le module de Young n'a pas d'effet sur l'état des contraintes, sauf pour le modèle EP avec un comportement bimodulaire.

L'influence de la cohésion c' a également été simulé avec le modèle élastique-plastique EP. Il a été observé que cette cohésion affecte la résistance à la traction des résidus. Des zones de plasticité au bas des éprouvettes ont été observées à la fin de chaque simulation pour faibles valeurs de cohésion. La cohésion affecte aussi le temps d'apparition des zones de plasticité t_p .

Selon les simulations numériques adoptant le modèle EP, la variation des dimensions des éprouvettes (h et L) n'aurait pas d'impact sur la résistance en traction ni sur les déformations horizontales à la rupture. Des effets sur les déplacements verticaux ont toutefois été observés. Par exemple, on a constaté que lorsque la longueur L passe de 20 cm à 35 cm, les déplacements verticaux maximaux sont presque deux fois plus grands. De la même façon, lorsque l'épaisseur de l'éprouvette h augmente de 70%, les valeurs de δ_{tmax} augmentent d'environ 40%. Les dimensions h et L ont aussi une influence sur le temps d'apparition des zones de plasticité t_p .

L'effet du coefficient de Poisson ν a aussi été évalué numériquement à partir du modèle EP. Les valeurs de déplacement δ_{tmax} obtenues avec $\nu = 0,33$ sont légèrement plus faibles que celles obtenues avec $\nu = 0,25$ avec un écart plus petit que 0,05 mm. Les valeurs de σ_t et ϵ_{tmax} ne sont pas affectés par ν .

6.2 Recommandations

Quelques recommandations sont formulées afin de prévenir certains problèmes rencontrés ou afin de pousser plus loin les travaux sur le comportement en traction des résidus miniers.

- Il serait bénéfique de contrôler les conditions ambiantes lors du processus de séchage. Une chambre sous conditions de température et humidité contrôlées pourrait être utilisée à cet effet.
- Il serait avantageux de modifier le montage des essais flexion à quatre points, en incluant un piston pour appliquer une charge à un taux constant et un comparateur pour mesurer cette charge. Ceci permettrait d'éliminer les effets dynamiques de l'écoulement d'eau sur la mesure de la force maximale à la rupture.
- Il serait intéressant d'analyser les effets de la vitesse de chargement sur la force maximale à la rupture (donc sur la résistance à la traction).
- Le montage de flexion conçu ici permet difficilement la mesure précise du déplacement vertical au haut de l'éprouvette. Ceci est un facteur à améliorer lors des travaux futurs.
- L'effet du poids propre de l'éprouvette pourrait être évalué plus en détail.

- Des essais de flexion pourraient être menés sur des éprouvettes de différentes dimensions. Cela permettrait d'évaluer l'influence de la géométrie sur la mesure de la résistance à la traction.
- Il serait intéressant pour la suite de ces travaux de faire des analyses minéralogiques sur les résidus miniers avant et après les essais de flexion, surtout pour les résidus réactifs, afin d'évaluer l'influence de la minéralogie sur la résistance à la traction.
- Il serait aussi intéressant de valider les équations prédictives proposées ici pour estimer la résistance à la traction et la cohésion apparente en utilisant des résultats obtenus des essais de laboratoire menés sur d'autres types de résidus miniers.
- Le phénomène de fissuration des résidus miniers dû au processus de séchage a été relié au rapport entre la résistance en traction et la succion (σ_t/ψ). Il pourrait être intéressant d'approfondir ce sujet.
- Les modèles analytiques utilisés ici pour prédire la résistance en traction sont basés sur les forces capillaires. La suite de ces travaux pourrait porter sur l'extension du modèle prédictif MK à la prédiction de la résistance à la traction et de la cohésion apparente.
- Lors de l'analyse paramétrique menée dans le cadre de cette recherche, l'effet de l'angle de dilatance ni l'angle de friction interne n'ont été pris en compte. Ceci pourrait être un aspect à étudier lors de travaux à venir.

RÉFÉRENCES

- Ahuja, L.R., Naney, J.W., Williams, R.D. (1985). "Estimating soil water characteristics from simpler properties or limited data". *Soil Science Society of America Journal*. Vol. 49, pp. 1100–1105
- Ajaz, A., Parry, R.H.G. (1975). "Stress-strain behavior of two compacted clays in tension and compression". *Géotechnique*, Vol. 25, No. 3, pp. 495–512.
- Al-Layla, M.T., Al-Dabbagh, A.W., Jaro, M.N. (2007). "Tensile Strength of Natural and Lime Stabilized Mosul Clay". *Journal of Al-Rafidain Engineering*, Vol. 16, No 2, pp. 1-11.
- Amarasiri, A.L., Costa, S., Kodikara, J.K. (2011). "Determination of cohesive properties for mode I fracture from compacted clay beams". *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 48, No 8, pp. 1163-1173.
- American National Standards Institute and American Forest and Paper Association NDS (ANSI/AF&PA). (2005). *National design specification for wood construction*, Washington, D.C.
- Ammeri, A. (2009). "Contribution à l'étude expérimentale et numérique du comportement d'un limon sollicité en traction : Approche par éléments discrets". Thèse de doctorat, Université Joseph-Fourier, Grenoble, France et École Nationale d'Ingénieurs de Tunis, Tunisie.
- Ammeri, A., Jamei, M., Bouassida, M., Plé, O., Villard, P., Gourc, J.P. (2009). "Numerical study of bending test on compacted clay by DEM: tensile strength determination". *International Journal of Computer Applications in Technology*, Vol.34, No 1, pp. 13-22.
- Arya, L.M., Paris, J.F. (1981). "A physico-empirical model to predict the soil moisture characteristic from particle-size distribution and bulk density data". *Soil Science Society of America Journal*, Vol 45, pp. 1023–1030.
- ASTM D1632 (2006). "Standard Practice for Making and Curing Soil-Cement Compression and Flexure Test Specimens in the Laboratory". ASTM International, West Conshohocken, PA, DOI : 10.1520/D1632-06, www.astm.org.
- ASTM C136 (2006). "Specification for Concrete Aggregates". ASTM International, West Conshohocken, PA, DOI: 10.1520/C0136-06, www.astm.org.

ASTM D6836 (2002). “Test methods for determination of the soil water characteristic curve for desorption using a hanging column, pressure extractor, chilled mirror hygrometer, and/or centrifuge”. ASTM International, West Conshohocken, PA, DOI : 10.1520/D6836-02, www.astm.org.

ASTM D1557-02 (2003). “Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort (56 000 ft-lbf/ft³ (2700 kN-m/m³))”. USA/ D1557-02.

ASTM D1635-00 (2006). “Standard Test Method for Flexural Strength of Soil-Cement Using Simple Beam with Third-Point Loading”. ASTM International, West Conshohocken, PA, DOI : 10.1520/D1635-00R06, www.astm.org.

ASTM D422-63 (2007). “Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils”. ASTM International, West Conshohocken, PA, DOI: 10.1520/D0422-63R07, www.astm.org.

Aubertin, M., Bussière, B., Chapuis, R.P. (1996). “Hydraulic conductivity of homogenized tailings from hard rock mines”. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 33, No. 3, pp. 470-482.

Aubertin, M., Chapuis, R.P., Aachib, M., Bussière, B., Ricard, J.F., Tremblay, L. (1995). “Évaluation en laboratoire de barrières sèches construites à partir de résidus miniers”. Rapport MEND/NEDEM 2.22.2a., Projet CDT P1622, École Polytechnique de Montréal, p. 164.

Aubertin, M., Ricard, J. F., Chapuis, R. P. (1998). “A predictive model for the water retention curve: Application to tailings from hard-rock mines”. Canadian Geotechnical Journal, Vol 35, No 1, pp. 55–69.

Aubertin, M., Bussière, B., Joanes, A.-M., Monzon, M., Gagnon, D., Barbera, J.M., Bédard, C., Chapuis, R.P., Bernier, L. (1999). “Projet sur les barrières sèches construites à partir des résidus miniers, Phase II : essais en place. Rapport MEND/NEDEM 2.22.2c., Secrétariat CANMET, Ottawa, Ont.

Aubertin, M., Bussière, B., Bernier, L. (2002). “Environnement et gestion des rejets miniers”. [CD-ROM]. Montréal, Qc : Presses Internationales Polytechnique.

Aubertin, M., Mbonimpa, M., Bussière, B., Chapuis, R.P. (2003) “A model to predict the water retention curve from basic geotechnical properties”. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 40, No 6, pp. 1104-1122.

- Aubertin, M; Bussière, Bruno; Mbonimpa, M; Pabst, T. (2011). “Notes du Cours de GML 6112 – Environnement minier et restauration des sites. École Polytechnique de Montréal- UQAT, H2011.
- Bazergui, A., Bui-Quoc, T., Biron, A., McIntyre, G., Laberge, C. (2002). “Résistance des matériaux”. Troisième édition. École Polytechnique de Montréal, Montréal, Canada.
- Bishop, A.W. (1959). “The principle of effective stress”. *Teknisk Ukeblad*, Vol. 106, No 39, pp. 859 -863.
- Bishop, A.W. (1961). “The measurement of pore pressure in the triaxial test”. British National Society of the International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering Conference. Pore Pressure and Suction in Soils, Butterworths, London, pp. 38–46
- Blight, G.E. (2010). “Geotechnical engineering for mine waste storage facilities”. Leiden, CRC Press/Balkema, Netherlands, p. 652.
- Bowles, J. E. (1984). “Physical and geotechnical properties of soils”. 2nd ed.; McGraw-Hill: New York.
- Bouma, J., van Lanen, J.A.J. (1987). “Transfer functions and threshold values: from soil characteristics to land qualities”. K.J. Beek (Ed.), *Quantified Land Evaluation, Proceedings of Workshop in ISSS and SSSA*, Washington, DC, 27 April–2 May 1986, ITC, Enschede, The Netherlands, pp. 106–110.
- Brooks, R.H., Corey, A.T. (1964). “Hydraulic properties of porous media”. *Hydrology Paper 3*. Colorado State University, Fort Collins, No.March, p. 27.
- Bussière, B. (1993). “Évaluation des Propriétés hydrogéologiques de résidus miniers utilisés comme barrières de recouvrement”. *Mémoire de Maîtrise*. École Polytechnique de Montréal, Québec, Canada.
- Bussière, B. (1999). “Étude du comportement hydrique de couvertures avec effets de barrières capillaires inclinées à l’aide de modélisations physiques et numériques”. *Thèse de Doctorat*, École Polytechnique de Montréal, Québec, Canada.
- Bussière, B. (2007). “Hydro-Geotechnical properties of hard rock tailings from metal mines and emerging geo-environmental disposal approaches”. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 44, No. 9, pp. 1019-1052.

- Crowder, J.J. (2004). "Deposition, consolidation, and strength of a non-plastic tailings paste for surface disposal". Thèse de doctorat en génie civil, Université de Toronto, Ontario, Canada, p. 162
- Das, B.M. (1997) "Advanced soil mechanics" (2nd edition). London: Taylor and Francis, p. 471.
- Delage, P., Cui, Y.J. (2000). "L'eau dans les sols non saturés". Éditions Techniques de l'ingénieur, Paris, Vol. C2, article C 301, pp. 1-20.
- Delage, P., Cui, Y.J. (2001). "Comportement mécanique des sols non saturés". Technique de l'ingénieur, article C302, pp. 1–20. 64
- Donald, I.B. (1956). "Shear strength measurements in unsaturated non-cohesive soils with negative pressures". In Proceedings of the 2nd Australia – New Zealand Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 200-205.
- Dowling, N.E. (2007). "Mechanical behavior of materials" 3rd Edition, Blacksburg, Virginia, Prentice Hall.
- Duckworth, W.H. (1951) "Precise tensile properties of ceramic bodies" Journal of the American Ceramic Society, Vol.34, No 1, pp. 1-9.
- El Mkadmi, N. (2012). "Analyse numérique du comportement géotechnique des remblais dans les chantiers miniers souterrains : effets du drainage et de la consolidation". Mémoire de Maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Québec, Canada.
- Escario, V., Saez, J. (1986). "The shear strength of partly saturated soils". Geotechnique, Vol. 36, No. 3, pp. 453-456.
- Escario, V., Juca, J. (1989). "Shear strength and deformation of partly saturated soils". In Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Vol. 2, pp. 43-46.
- Fahey, M., Helinski, M., Fourie, A. (2009). "Some aspects of the mechanics of arching in backfilled stopes". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 46, No. 11 pp. 1322-1336.
- Fredlund, D.G. (1996). "The scope of unsaturated soil mechanics: an overview". In UNSAT'95, Proceedings of the 1st International Conference on Unsaturated Soils, Paris. Edited by E.E. Alonso and P. Delage. A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, Vol. 3 pp. 1–18.

- Fredlund, D.G. (1998). "Bringing unsaturated soil mechanics into engineering practice". In Proceedings of the 2nd International Conference on Unsaturated Soils, Beijing, Vol. 2, pp. 1–35.
- Fredlund, D.G. (2000). "The 1999 R.M. Hardy Lecture: The implementation of unsaturated soil mechanics into geotechnical engineering". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 37, No. 5, pp. 963–986.
- Fredlund, D.G. (2006). "Unsaturated soil mechanics in engineering practice". The Terzaghi Lecture, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 132, No 3, pp. 286-321.
- Fredlund, D.G., Morgenstern, N.R. (1977). "Stress state variables for unsaturated soils". ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division. Vol. 103(GT5), pp. 447-466.
- Fredlund, D. G., Morgenstern, N. R., Widger, R. A. (1978). "The shear strength of unsaturated soils". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 15, No 3, pp. 313–321.
- Fredlund, D.G., Rahardjo, H. (1993). "Soil mechanics of unsaturated soils". Wiley, New York, p. 517.
- Fredlund, D.G., Xing, A. (1994). "Equations for the soil-water characteristic curve". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 31, No. 4, pp. 521-532.
- Fredlund, D.G., Rahardjo, H., Fredlund, M.D. (2012). "Unsaturated soils mechanics in engineering practice". John Wiley & Sons, p. 944.
- Gan, J.K.M. (1986). "Direct shear strength testing of unsaturated soils". M.Sc. thesis, University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada.
- Gardner, W.R. (1958). "Some steady state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table". Soil Sciences, Vol. 85, pp. No. 4, 228-232.
- Garven, E. A., Vanapalli, S.K. (2006). "Evaluation of empirical procedures for predicting the shear strength of unsaturated soils". In Proceedings of the Fourth International Conference on Unsaturated Soils, Carefree, Arizona, American Society of Civil Engineers Geotechnical Special Publication, Vol. 147, No 2, pp. 2570–2581.
- GeoSlope.(2007). SIGMA/W.[logiciel].Calgary : GeoSlope International Ltd.

- GeoSlope International. (2010). "Stress-Deformation Modelling With Sigma/W 2007, an Engineering Methodology" (4th edition). Canada : GeoSlope International Ltd.
- Goulding, R.B. (2006). "Tensile strength, shear strength, and effective stress for unsaturated sand". Ph.D. Thesis. University Of Missouri, Columbia MS.
- Guan, G.S., Rahardjo, H., Choon, L.E. (2010.) "Shear strength equations for unsaturated soil under drying and wetting". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 136, No. 4, pp.594-606.
- Heibrock, G., Zeh, R.M., Witt, K.J. (2003). "Tensile strength of compacted clays". in SCHANZ (ed.) 2004. Unsaturated Soils: Experimental Studies. Proceedings of the International Conference 'From Experimental Evidence towards Numerical Modelling of Unsaturated Soils', Weimar, Germany, September pp. 18 – 19, 2003, Vol 1, Springer Proceedings in Physics 93, Springer, Berlin, pp.395–412.
- Hill, R. (1950). "The mathematical theory of plasticity". Oxford University Press.
- Holtz, R.D., Kovacs, W.D. (1991). "Introduction à la géotechnique" Editions de l'École Polytechnique de Montréal, p.832.
- Jaouhar, E.M. (2012). "Étude de l'effet d'inclusions de roches stériles sur la consolidation des résidus miniers". Mémoire de maîtrise, Génie Minéral, École Polytechnique de Montréal, Canada.
- Kayadelen C, Tekinsoy M.A, Tas,kıran T. (2007). "Influence of matric suction on shear strength behavior of a residual clayey soil". Environmental Geology, Springer, Heidelberg, Vol. 53, No. 4, pp. 891-901.
- Khalili, N., Khabbaz, M.H. (1998). "A unique relationship for for the determination of shear strength of unsaturated soils". Geotechnique, Vol. 48, No 5, pp. 681–688.
- Kim, T.-H. (2001). "Moisture-induced tensile strength and cohesion in sand". Ph.D. Thesis, Departement of Civil, Environmental and Architectural Engineering, University of Colorado, Boulder, Colorado.
- Kim, T.-H., Hwang, C. (2003). "Modeling of tensile strength on moist granular earth material at low water content". Engineering Geology, Amsterdam, Vol. 69, No. 3 pp. 233–244.

- Kim, T.-H., Sture, S. (2008). "Capillary-induced tensile strength in unsaturated sands". *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 45, No 5, pp. 726–737.
- Kim, D.J., Vereecken, H., Feyen, J., Boels, D., Bronswijk, J.J.B. (1992). "On the characterization of the unripe marine clay soil: 1. Shrinkage processes of unripe marine clay soil in relation to physical ripening". *Soil Science*, Vol. 153, No. 6, 471–481.
- Kim, D.J., Jaramillo, R.A., Vauclin, M., Feyen, J., Choi, S.I. (1999). "Modeling of soil deformation and water flow in a swelling soil". *Geoderma*, Vol. 92, No. 3, pp. 217-238.
- Kim, W.S., Borden, R.H. (2011). "Influence of soil type and stress state on predicting shear strength of unsaturated soils using the soil-water characteristic curve". *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 48, No. 12, pp. 1886-1900.
- Kumar, S., Malik, R.S. (1990). "Verification of quick capillary rise approach for determining pore geometrical characteristics in soil of varying texture". *Soil Science*, Vol. 150, No 6, pp. 883-888.
- LabView (2004). LabView 7.1.[logiciel].Texas: National Instruments.
- Laroussi, C.H., DeBacker, L.W. (1979). "Relations between geometrical properties of glass beads media and their main $\psi(\theta)$ hysteresis loops". *Soil Science Society of America Journal*, Vol. 43, No. 4, pp. 646-650.
- Lee, I.-M., Sung, S.-G., Cho, G.-C. (2005). "Effect of stress state on the unsaturated shear strength of a weathered granite." *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 42, no. 2, pp. 624–631.
- Li, L., Aubertin, M., Simon, R., Bussière, B., Belem, T. (2003). "Modeling arching effects in narrow backfilled stopes with FLAC". In *Proceedings of the 3rd international symposium on FLAC & FLAC 3D numerical modelling in Geomechanics*, Ontario, Canada, pp. 211-219.
- Lu, N., Likos W. J. (2004). "Unsaturated soil mechanics". John Wiley, New York, p. 556.
- Lu, N., Wu, B., Tan, C.P. (2005). "A tensile strength apparatus for cohesionless soils". *Advanced Experimental Unsaturated Soil Mechanics*, A. Tarantino, et al., eds., Trento, Italy, pp. 105–110.
- Lu, N., Wu, B., Tan, C.P. (2007). "Tensile strength characteristics of unsaturated sands". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.133, No. 2, pp. 144-154.

L-Bolduc, F. (2012). “Une étude sur l’utilisation des roches stériles comme inclusions drainantes dans les résidus miniers”. Mémoire de maîtrise. École Polytechnique de Montréal, Québec, Canada.

Madjoudj, N. (2001). “Caractérisation du comportement en traction des sols argileux pour les barrières de centres de stockage de déchets”. Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier de Grenoble.

Maqsoud, A., Bussière, B., Aubertin, M. (2002). “L’hystérésis de sols non saturés utilisés dans les couvertures avec effets de barrière capillaire”. In Proceedings of the 55th Canadian Geotechnical Conference - 3rd Joint International Association of Hydrogeologists – Canadian, Vol. 68, pp. 181-188.

Maqsoud, A., Bussière, B., Mbonimpa, M., Aubertin, M. (2004). “Hysteresis effects on the water retention curve: a comparison between laboratory results and predictive models”. In Proceedings of the 57th Canadian Geotechnical Conference and the 5th joint CGS-IAH Conference, 24-27 October 2004, Quebec City, Session 3A, pp. 8-15.

Maqsoud, A., Bussière, B., Aubertin, M., Mbonimpa, M. (2006). “Modification of the predictive MK model to integrate hysteresis of the water retention curve”. In Unsaturated Soils 2006: Proceedings of the Fourth International Conference on Unsaturated Soils, Carefree, Arizona, 2–6 April 2006. Edited by G.A. Miller, C.E. Zapata, S.L. Houston, and D.G. Fredlund. ASCE Geotechnical Special Publication No. 147. American Society of Civil Engineers (ASCE), Reston, Va, pp. 2465–2476.

Maqsoud, A., Bussière, B., Aubertin, M., Mbonimpa, M. (2012). “Predicting hysteresis of the water retention curve from basic geotechnical properties of granular soils”. Geotechnical and Geological Engginnering, Vol. 30, pp. 1147–1159.

Martin, V., McMullen, J., Aubertin, M. (2005). “Les résidus en pâte et la déposition en surface des rejets de concentrateur”. In Symposium 2005 on mines and the environment, Canadian Institute of Mining, metallurgy and Petroleum, pp. 15-18.

Martin, V., Aubertin, M., McMullen, J. (2006). “Surface disposal of paste tailings”. In Proceedings of the 5th ICEG, Environmental Geotechnics: Opportunities, Challenges and

responsibilities for environmental geotechnics, Cardiff, UK' H.R. Thomas (ed.). Vol. 2, Thomas Telford, pp. 1471-1478.

Mbonimpa M., Aubertin, M., Maqsoud, A., Bussière, B. (2006). "Predictive model for the water retention curve of deformable clayey soils". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering ASCE*, Vol. 132, No 9, pp. 1121-1132.

McCarthy, D.F. (2007). "Essentials of Soil Mechanics and Foundations Basic Geotechnics" (7th edition). Ohio: Pearson Prentice Hall.

Mikulitsch, W.A.; Gudehus, G. 1995. "Uniaxial tension, biaxial loading and wetting tests on loess". In *Proceedings of 1st International Conference on Unsaturated Soils*, Alonso & Delage: Vol. 1, pp. 145-150.

Munkholm, L.J., Schjønning, P., Kay, B.D. (2002). "Tensile strength of soil cores in relation to aggregate strength, soil fragmentation and pore characteristics". *Soil and Tillage Research*, Vol. 64, No. 1, pp. 125– 135.

Oberg, A., Sallfors, G. (1997). "Determination of shear strength parameters of unsaturated silts and sands based on water retention curve". *Geotechnical Testing Journal*, Vol, 20, No. 1, pp. 40– 48.

Pabst, T. (2011). "Étude expérimentale et numérique du comportement hydrogéochimique de recouvrements placés sur des résidus partiellement oxydés". Thèse de Doctorat, École Polytechnique de Montréal, Québec, Canada.

Pedroni, L. (2011). "Étude expérimentale et numérique de la sédimentation et de la consolidation des boues de traitement des eaux acides". Thèse de Doctorat, École Polytechnique de Montréal, Canada.

Perkins, S.W. (1991). "Modeling of regolith structure interaction in extraterrestrial constructed facilities". Ph.D. dissertation, University of Colorado, pp. 69

Péron, H., Hueckel, T., Laloui, L., Hu, L.B. (2009). "Fundamentals of desiccation cracking of fine-grained soils: experimental characterisation and mechanisms identification". *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 46, No.10, pp. 1177-1201.

- Plé, O., Manicacci, A. Gourc, J.P., Camp, S. (2012). “Flexural behaviour of a clay layer : experimental and numerical study”. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 49, No. 4, pp. 485-493.
- Poncelet, N. (2012). “Élaboration et implémentation d'un protocole de laboratoire pour l'étude du potentiel de liquéfaction de résidus miniers”. Mémoire de maîtrise. École Polytechnique de Montréal, Québec, Canada.
- Prentis, J.M. (1951). “The distribution of concrete stress in reinforced and prestressed concrete beams when tested to destruction by a pure bending moment”. *Magazine of Concrete Research*, Vol. 2, No 5, pp. 73-77.
- Rawls, W.J., Brakensiek, D.L. (1985). “Prediction of soil water properties for hydrologic modeling”. In: E. Jones, T.J. Ward (Eds.), *Watershed Manag. Eighties, Proceedings of Symposium ASCE*, Denver, CO, 30 April–2 May 1985, ASCE, New York, pp. 293–299.
- Rodriguez, R. (2006). “Hydrogeotechnical characterization of a metallurgical waste”. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 43, No. 10, pp. 1042–1060
- Rohm, S.A., Vilar, O.M. (1995). “Shear strength of an unsaturated sandy soil”. In: *Proceedings of the first international conference on unsaturated soils, UNSAT'95*, Paris, France, Vol. 1.
- Rumpf, H. (1961). “The strength of granules and agglomerates”. In: Knepper, W.A. (Ed.), *Agglomeration*. Knepper, Interscience, New York, pp. 379–418.
- Saleh-Mbemba, F. (2010). “Évaluation de la dessiccation, du retrait et de la fissuration de matériaux silteux peu plastiques”. Mémoire de maîtrise. École Polytechnique de Montréal, Québec, Canada, p.254.
- Satyanarayana, B., Rao, K.S. (1972). “Measurement of tensile strength of compacted soil”. *Geotechnical Engineering*, Vol.3, No.1 pp. 61–66.
- Schubert, H. (1975). “Tensile strength of agglomerates” *Powder Technology*, Elsevier Sequoia S.A, Vol. 11, No. 2, pp. 107-119.
- Schubert, H. (1984). “Capillary forces-modeling and application in particulate technology”. *Powder Technology*, Vol. 37, No. 1, pp. 105–116.
- Schubert, H., Herrmann, W., Rumpf, H. (1975). “Deformation behavior of agglomerates under tensile stress”. *Powder Technology*, Vol. 11, No. 2, pp. 121– 131.

- Shen, Z., Yu, S. (1996). "The problems in the present studies on mechanics for unsaturated soils". In Proceedings of the Symposium on Geotechnical Aspects of Regional Soils, Atomic Energy, Nanjing, China, pp. 1–9. (in Chinese).
- Sheng, D., Zhou, A., Fredlund, D. (2011). "Shear Strength Criteria for Unsaturated Soils". Geotechnical and Geological Engineering, Vol. 29, No. 2, pp. 145-159
- Tang, G.X., Graham, J. (2000). "A method for testing tensile strength in unsaturated soils". Geotechnical Testing Journal, Vol. 23, No. 3, pp. 377-381.
- Thusyanthan, N.I., Take, W.A., Madabhushi, S.P.G., Bolton, M.D. (2007). "Crack initiation in clay observed in beam bending". Geotechnique, Vol. 57, No. 7, pp. 581–594.
- Vanapalli, S.K., Fredlund, D.G., Pufahl, D.E., Clifton, A.W. (1996). "Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 33, No 3, pp. 379–392.
- van Genuchten, M. Th. (1980). "A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils". Soil Science Society of America Journal, Vol. 44, No. 5, pp. 892–898.
- Van Genuchten, M. Th., Leij, F. J., Yates, S. R. (1991). "The RETC code for quantifying the hydraulic functions of unsaturated soils". EPA/ 600/2-91/065; U.S. Environmental Protection Agency: Ada, OK.
- Vick, S.G. (1990). "Planning, Design and Analysis of Tailings Dams". Vancouver : BitTech Publisher Ltd.
- Vilar, O.M. (2006). "A simplified procedure to estimate the shear strength envelope of unsaturated soils". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 43, No. 10, pp. 1088–1095.
- Wang, J.J., Zhu, J.G., Chiu, C.F., Zhang, H. (2007). "Experimental study on fracture toughness and tensile strength of a clay". Engineering Geology, Vol. 94, No. 1, pp. 65–75.
- Zeh, R.M., Witt, K.J. (2005). "Suction-controlled tensile strength of compacted clays". In Proceedings of International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Vol. 4, No. 4, pp. 2347–2352.

Zeh, R.M., Witt K.J. (2007). "The tensile strength of compacted clays as affected by suction and soil structure". Springer Proceedings in Physics, Volume 112, Experimental Unsaturated Soil Mechanics, Part III, pp. 219-226.

ANNEXE 3.1 – Paramètres de la courbe de rétention d'eau

Tableau A.3.1.1 : Paramètres des courbes de rétention d'eau selon le modèle de van Genuchten (1980) pour les trois résidus.

Paramètre	Malartic	Goldex		Bulyanhulu
	Pabst (2011)			
e _{moy} (-)	0,80	0,72	0,70	0,67
θ _s (-)	0,465	0,474	0,434	0,436
θ _r (-)	0	0	0	0
α _{VG} (m ⁻¹)	0,74	2,1	1,36	0,44
n _{VG} (-)	1,801	2,1	2,24	1,617
m _{VG} (-)	0,445	0,52	0,553	0,382

Tableau A.3.1.2 : Valeurs des indices des vides e_{min} et e_{max} utilisés pour le modèle MK (Aubertin et al., 2003) pour les trois résidus miniers. Adapté de Saleh-Mbemba (2011)

Paramètre	Malartic	Goldex	Bulyanhulu
e_{min}	0,76	0,68	0,61
e_{max}	1,11	0,89	1,14

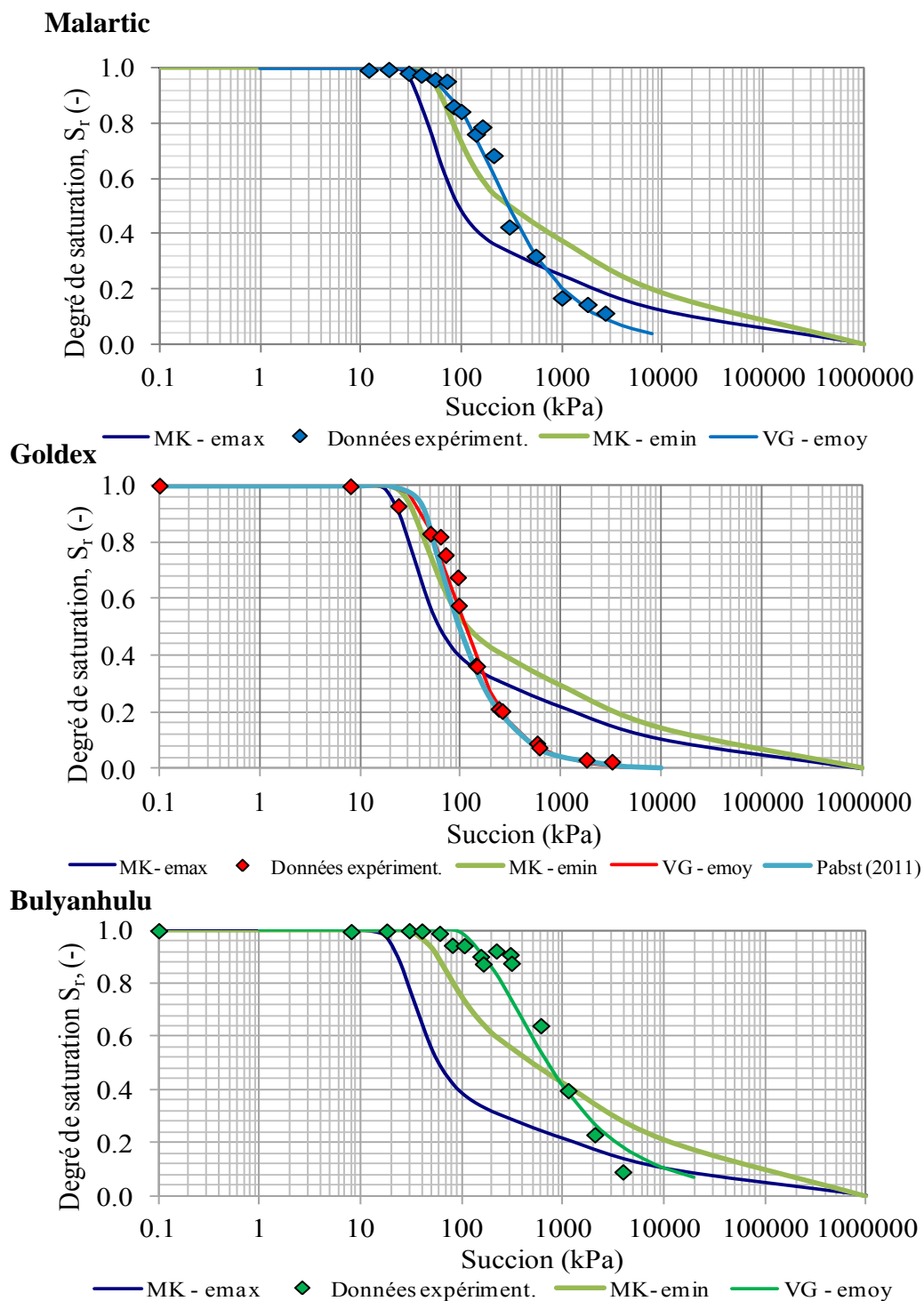


Figure A.3.1.1 : Résultats des essais de rétention d'eau en cellules de pression (Saleh-Mbemba, 2010) présentés avec les courbes descriptives obtenues avec le modèle de van Genuchten (1980) et les courbes prédictives obtenues avec le modèle MK (Aubertin et al., 2003).

ANNEXE 3.2 – Montage pour la mesure de déplacement à la fibre supérieure de l'éprouvette.

Afin d'évaluer la possibilité d'un comportement bimodulaire des résidus miniers sous une charge en flexion, des mesures du déplacement à la fibre supérieure des spécimens ont été effectuées. Pour cela, un capteur électrique (LVDT) a été ajouté au montage présenté à la section 3.2.3. Le manque d'espace a toutefois rendu l'installation du LVDT plus difficile à réaliser. Une plaquette métallique mince a été fixée au bout de la tige du LVDT, tel que montré à la figure A.3.2.1. Le LVDT n'est donc pas en contact direct avec l'échantillon (contrairement au contact créé par le LVDT placé en dessous de l'échantillon, en un point). Le contact se fait plutôt sur la longueur de la partie supérieure centrale du spécimen (voir figure A.3.2.2). La position de l'éprouvette et des capteurs électriques (LVDT) est illustrée à la figure A.3.2.2.

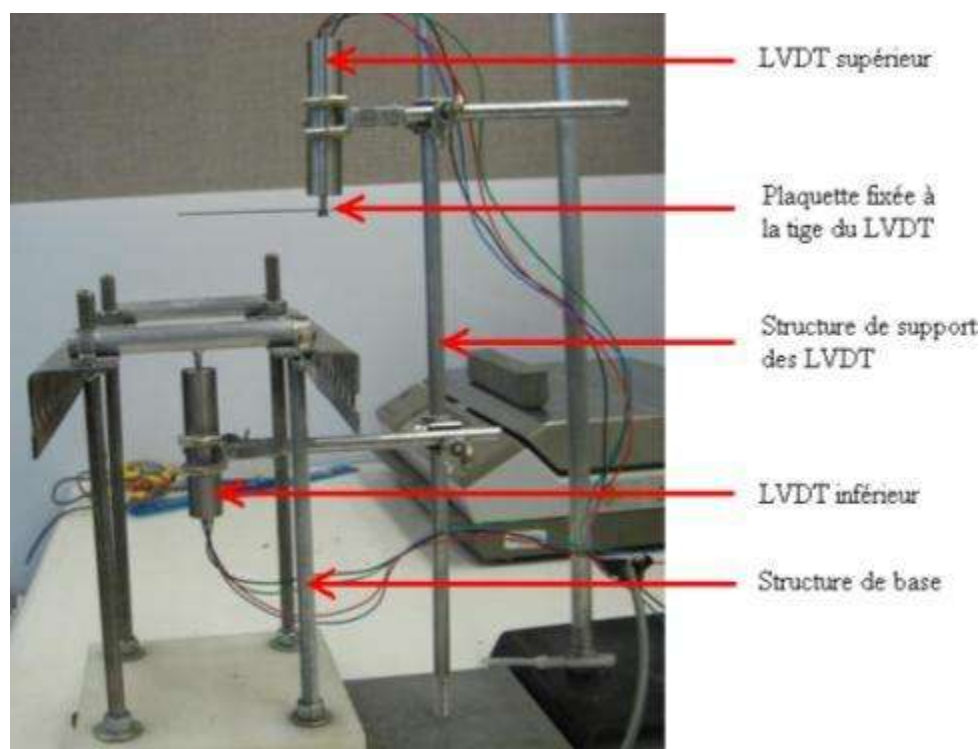


Figure A.3.2.1 : Configuration des capteurs électriques LVDT pour le montage d'essai de flexion avec quatre points.

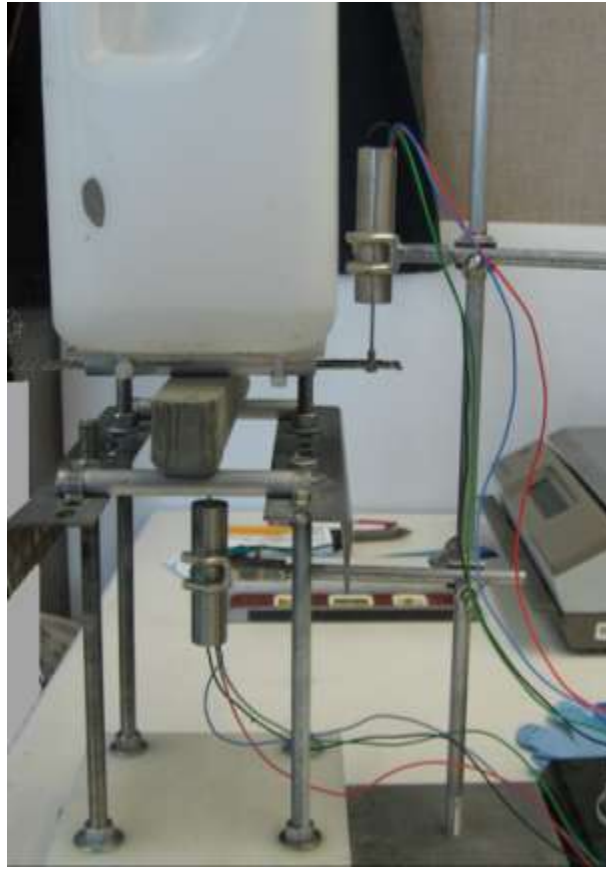


Figure A.3.2.2 : Photographie du montage d'un essai de flexion incluant la mesure des déplacements en traction (fibre inférieure) et en compression (fibre supérieure) d'un spécimen de résidus miniers.

ANNEXE 3.3 – Courbes d'estimation du temps de séchage des spécimens

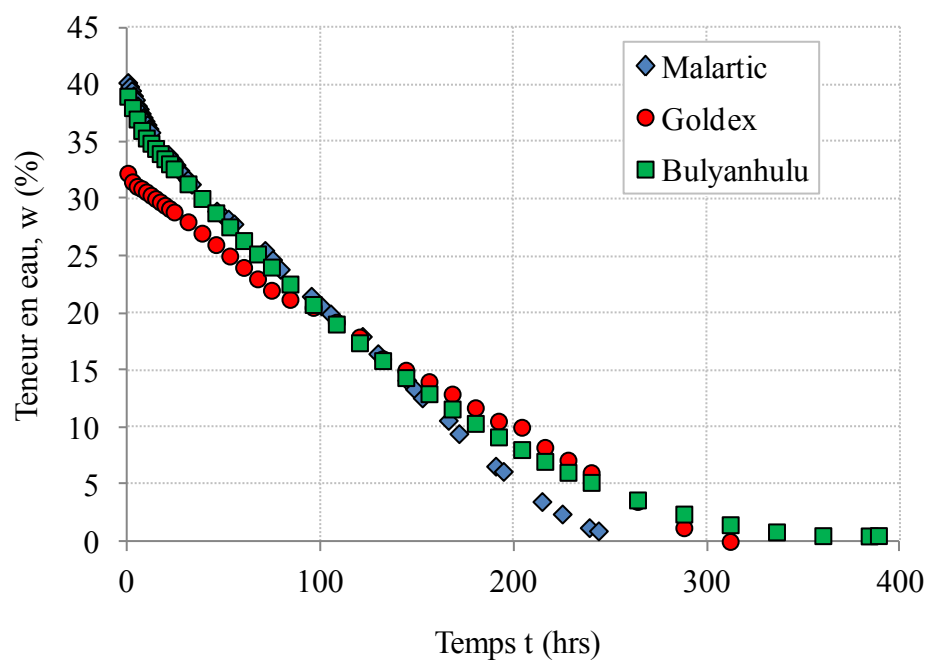


Figure A.3.3.1. Évolution de la teneur en eau en fonction du temps selon des essais de retrait.
(Modifié de Saleh-Mbemba, 2010)

ANNEXE 4.1 – Propriétés et caractéristiques des spécimens prismatiques

Tableau A.4.1. 1 : Propriétés initiales et finales et géométrie des éprouvettes de résidus Malartic (Osisko) de la série Ma-40.

Propriétés initiales				Propriétés finales								
Essai	w ₀ (%)	e ₀ (-)	n ₀ (-)	h ¹ (mm)	b ¹ (mm)	L ¹ (mm)	w (%)	S _r (%)	e (-)	n (-)	ρ _d (g/cm ³)	ρ _{hum} (g/cm ³)
1-M	39,00	1,06	0,51	35,12	28,92	193,27	0,1	0,2	0,83	0,45	1,50	1,50
2-M	40,35	1,05	0,51	34,66	29,08	194,69	0,2	0,5	0,87	0,47	1,47	1,47
3-M	39,68	0,97	0,49	36,07	28,61	192,72	3,1	10,6	0,81	0,45	1,52	1,57
4-M	39,59	1,09	0,52	33,74	29,19	194,59	5,4	17,5	0,85	0,46	1,49	1,57
5-M	39,49	0,95	0,49	34,25	29,44	194,03	7,9	26,8	0,81	0,45	1,52	1,64
6-M	38,36	1,05	0,51	34,18	29,04	194,28	8,3	27,5	0,83	0,45	1,50	1,63
7-M	40,32	1,03	0,51	34,45	29,20	194,18	11,7	38,9	0,83	0,45	1,51	1,68
8-M	39,56	1,02	0,51	34,92	29,38	193,94	11,9	38,0	0,86	0,46	1,48	1,65
9-M	39,60	1,03	0,51	34,73	29,03	194,13	12,8	42,4	0,83	0,45	1,50	1,69
10-M	39,92	0,95	0,49	36,44	28,79	192,59	13,4	45,3	0,82	0,45	1,51	1,72
11-M	39,45	1,03	0,51	34,23	29,33	193,66	13,5	45,1	0,82	0,45	1,51	1,71
12-M	39,99	1,02	0,51	34,98	29,16	194,85	15,6	50,0	0,86	0,46	1,48	1,71
13-M	39,70	1,04	0,51	34,21	29,39	194,22	16,5	53,4	0,85	0,46	1,49	1,73
14-M	38,85	0,96	0,49	35,97	29,09	193,12	16,6	54,1	0,84	0,46	1,49	1,74
15-M	40,37	1,04	0,51	34,84	29,06	193,67	21,5	70,9	0,84	0,46	1,50	1,82
16-M	39,80	0,93	0,48	35,84	29,15	195,78	22,9	73,5	0,86	0,46	1,48	1,82
Moyenne	40	1,0	0,5						0,84	0,46	1,50	

Tableau A.4.1. 2 : Propriétés initiales et finales, et géométrie des éprouvettes de résidus Malartic (Osisko) de la série Ma-50.

Propriétés initiales				Propriétés finales								
Essai	w ₀ (%)	e ₀ (-)	n ₀ (-)	h ¹ (mm)	b ¹ (mm)	L ¹ (mm)	w (%)	S _r (%)	e (-)	n (-)	ρ _d (g/cm ³)	ρ _{hum} (g/cm ³)
17-M	50,52	1,51	0,60	30,06	28,62	193,31	0,2	0,5	0,94	0,49	1,42	1,42
18-M	48,08	1,32	0,57	31,77	28,69	193,61	15,7	47,5	0,91	0,48	1,44	1,67
19-M	52,88	1,21	0,55	33,30	28,79	194,04	22,2	63,9	0,96	0,49	1,41	1,72
20-M	47,92	1,31	0,57	31,97	28,45	193,58	22,4	67,9	0,91	0,48	1,44	1,76
21-M	48,76	1,25	0,56	32,57	28,77	194,52	28,0	83,9	0,92	0,48	1,43	1,83
Moyenne	50	1,3	0,57						0,93	0,48	1,43	

Tableau A.4.1. 3 : Propriétés initiales et finales, et géométrie des éprouvettes de résidus Malartic (Osisko) de la série Ma-33.

Propriétés initiales				Propriétés finales								
Essai	w ₀ (%)	e ₀ (-)	n ₀ (-)	h ¹ (mm)	b ¹ (mm)	L ¹ (mm)	w (%)	S _r (%)	e (-)	n (-)	ρ _d (g/cm ³)	ρ _{hum} (g/cm ³)
22-M	36,20	0,91	0,48	34,18	29,43	194,51	0,2	0,8	0,77	0,43	1,56	1,56
23-M	34,99	0,87	0,60	31,58	29,76	197,15	12,0	53,6	0,62	0,38	1,70	1,91
24-M	33,55	0,85	0,70	35,52	29,52	195,86	18,6	64,0	0,80	0,44	1,53	1,81
25-M	36,51	0,93	1,60	35,25	29,00	194,86	21,4	76,4	0,77	0,44	1,55	1,89
26-M	34,43	0,87	0,88	36,01	29,28	195,77	22,1	76,5	0,80	0,44	1,53	1,87
27-M	31,86	0,81	1,54	36,76	29,43	196,85	23,3	79,2	0,81	0,45	1,52	1,87
Moyenne	35	0,87	0,97						0,76	0,43	1,56	

Tableau A.4.1. 4 : Propriétés initiales et finales et géométrie des éprouvettes de résidus Malartic (Osisko) lavés de la série Ma(L)-39.

Propriétés initiales				Propriétés finales								
Essai	w ₀ (%)	e ₀ (-)	n ₀ (-)	h ¹ (mm)	b ¹ (mm)	L ¹ (mm)	w (%)	S _r (%)	e (-)	n (-)	ρ _d (g/cm ³)	ρ _{hum} (g/cm ³)
28-M	39,03	1,07	0,52	33,23	29,93	196,53	0,05	0,15	0,89	0,47	1,46	1,46
29-M	38,91	0,96	0,49	35,41	30,00	196,27	1,19	3,67	0,89	0,47	1,45	1,47
30-M	39,26	0,95	0,49	35,13	29,28	195,57	1,99	6,58	0,83	0,45	1,50	1,53
31-M	39,37	0,96	0,49	35,77	28,74	194,44	12,40	41,53	0,82	0,45	1,51	1,70
32-M	39,88	1,02	0,51	33,69	29,12	196,88	20,77	70,50	0,81	0,45	1,52	1,83
33-M	39,54	1,01	0,50	34,19	29,09	196,42	25,93	86,37	0,83	0,45	1,51	1,90
34-M	39,18	1,00	0,50	34,48	29,02	196,17	27,01	89,67	0,83	0,45	1,50	1,91
Moyenne	39	1,00	0,50						0,84	0,46	1,49	

Tableau A.4.1. 5 : Propriétés initiales et finales et géométrie des éprouvettes de résidus Goldex de la série Go-39.

Propriétés initiales				Propriétés finales								
Essai	w ₀ (%)	e ₀ (-)	n ₀ (-)	h ¹ (mm)	b ¹ (mm)	L ¹ (mm)	w (%)	S _r (%)	e (-)	n (-)	ρ _d (g/cm ³)	ρ _{hum} (g/cm ³)
1-G	34,79	0,90	0,47	34,23	28,82	194,88	0,05	0,19	0,78	0,44	1,56	1,56
2-G	38,14	0,97	0,49	33,73	29,17	195,47	0,38	1,37	0,77	0,43	1,57	1,58
3-G	39,15	1,04	0,51	33,17	29,23	196,02	1,72	5,95	0,80	0,44	1,54	1,57
4-G	38,66	0,99	0,50	34,11	29,17	196,13	6,86	23,64	0,80	0,45	1,54	1,64
5-G	39,20	1,00	0,50	33,63	29,14	196,23	11,32	40,05	0,78	0,44	1,55	1,73
6-G	39,60	0,99	0,50	34,05	29,31	196,59	15,05	51,56	0,81	0,45	1,53	1,76
7-G	38,95	1,07	0,52	32,22	29,31	196,01	21,06	74,88	0,78	0,44	1,56	1,89
8-G	40,06	1,01	0,50	33,34	29,09	196,34	21,70	77,66	0,77	0,44	1,56	1,90
Moyenne	39	0,99	0,5						0,79	0,44	1,55	

Tableau A.4.1. 6 : Propriétés initiales et finales, et géométrie des éprouvettes de résidus Goldex de la série Go-33.

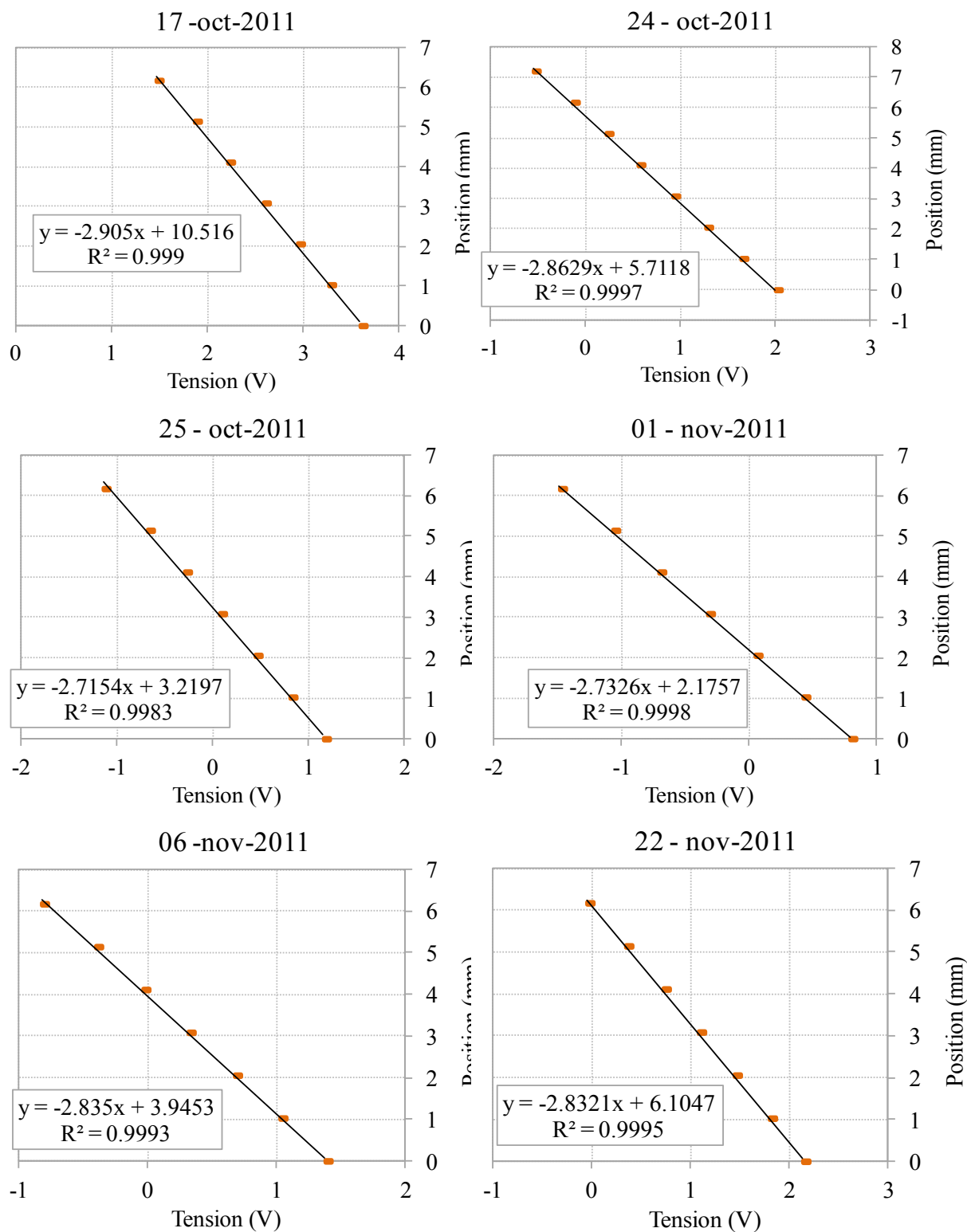
Propriétés initiales				Propriétés finales								
Essai	w ₀ (%)	e ₀ (-)	n ₀ (-)	h ¹ (mm)	b ¹ (mm)	L ¹ (mm)	w (%)	S _r (%)	e (-)	n (-)	ρ _d (g/cm ³)	ρ _{hum} (g/cm ³)
9-G	33,29	0,90	0,47	35,0	195,9	29,5	0,7	2,5	0,76	0,43	1,57	1,59
10-G	33,32	0,80	0,44	36,2	195,8	29,3	0,9	3,5	0,72	0,42	1,61	1,62
11-G	33,16	0,89	0,47	35,5	195,9	29,3	1,0	3,6	0,75	0,43	1,58	1,60
12-G	32,97	0,87	0,46	35,0	197,1	29,6	1,4	5,1	0,77	0,44	1,56	1,59
13-G	33,47	0,82	0,45	36,3	195,7	29,3	1,6	5,8	0,75	0,43	1,58	1,61
14-G	32,52	0,80	0,44	35,8	196,9	29,4	2,3	8,6	0,73	0,42	1,60	1,63
15-G	32,75	0,88	0,47	34,4	196,7	29,5	4,4	16,7	0,73	0,42	1,60	1,67
16-G	32,88	0,84	0,46	35,6	196,8	29,3	6,2	22,9	0,75	0,43	1,58	1,68
17-G	33,44	0,82	0,45	36,2	195,2	29,1	6,9	26,6	0,72	0,42	1,61	1,72
18-G	31,97	0,80	0,45	35,6	197,2	29,5	8,0	30,2	0,73	0,42	1,60	1,73
19-G	32,67	0,81	0,45	35,9	195,9	29,0	8,6	33,9	0,71	0,41	1,62	1,76
20-G	33,41	0,86	0,46	35,7	196,1	29,5	10,3	37,1	0,77	0,43	1,57	1,73
21-G	32,02	0,82	0,45	35,0	196,9	29,5	10,7	41,0	0,72	0,42	1,61	1,78
22-G	31,68	0,86	0,46	34,5	197,0	29,5	11,9	44,7	0,74	0,43	1,59	1,78
23-G	32,87	0,85	0,46	34,7	196,1	28,9	13,5	55,3	0,68	0,40	1,65	1,87
24-G	32,72	0,82	0,45	36,7	195,9	29,1	18,0	65,0	0,77	0,43	1,57	1,85
25-G	32,44	0,89	0,47	34,0	196,6	29,4	21,6	82,7	0,72	0,42	1,61	1,95
Moyenne	32,8	0,84	0,5						0,74	0,42	1,60	

Tableau A.4.1. 7 : Propriétés initiales et finales et géométrie des éprouvettes de résidus Bulyanhulu de la série Bu-42.

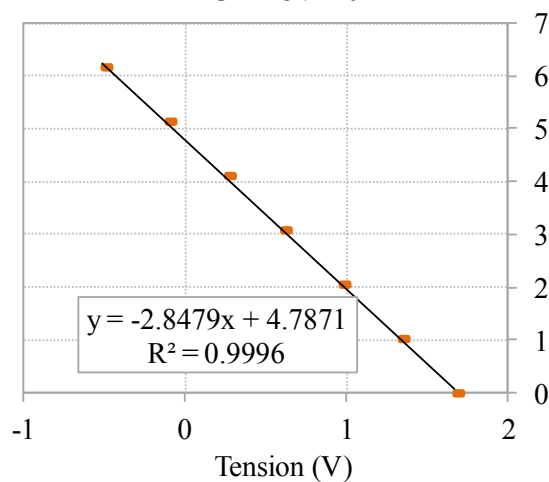
Propriétés initiales				Propriétés finales								
Essai	w ₀ (%)	e ₀ (-)	n ₀ (-)	h ¹ (mm)	b ¹ (mm)	L ¹ (mm)	w (%)	S _r (%)	e (-)	n (-)	ρ _d (g/cm ³)	ρ _{hum} (g/cm ³)
1-B	42,10	1,14	0,53	33,2	28,2	190,7	0,4	1,4	0,83	0,45	1,61	1,61
2-B	42,28	1,19	0,54	33,7	28,3	189,8	3,2	11,8	0,81	0,45	1,62	1,68
3-B	42,78	1,15	0,54	34,6	27,8	189,6	5,5	19,9	0,82	0,45	1,61	1,70
4-B	43,20	1,29	0,56	34,9	28,4	191,0	7,8	27,4	0,83	0,45	1,60	1,72
5-B	42,18	1,04	0,51	33,7	28,4	190,9	15,0	53,5	0,82	0,45	1,61	1,85
6-B	42,68	1,13	0,53	34,5	27,9	189,6	15,2	55,5	0,80	0,45	1,62	1,87
7-B	41,64	1,09	0,52	34,3	28,3	191,1	20,8	76,3	0,80	0,44	1,63	1,97
8-B	42,54	1,16	0,54	32,8	28,1	191,3	22,1	80,7	0,80	0,44	1,63	1,99
Moyenne	42,43	1,2	0,53						0,8	0,45	1,62	

¹ Valeur moyenne des trois mesures prises aux extrémités et au centre des éprouvettes

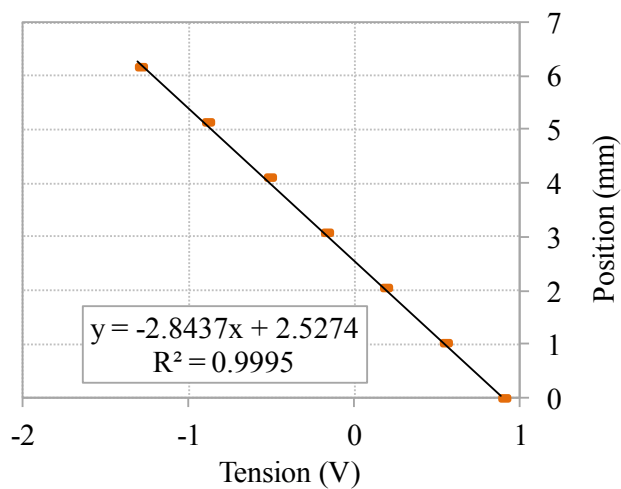
ANNEXE 4.2 – Courbes de calibration du LVDT placé en-dessous des éprouvettes lors des essais de flexion



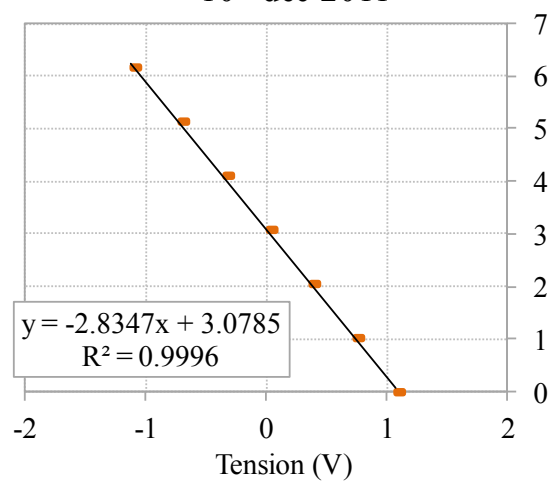
23 - nov-2011



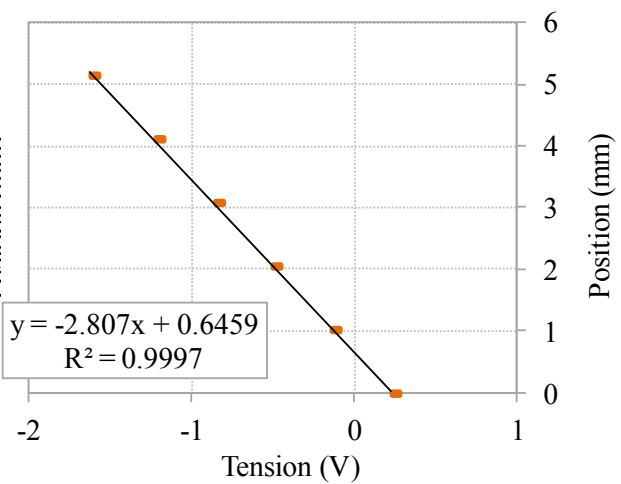
06 -déc-2011



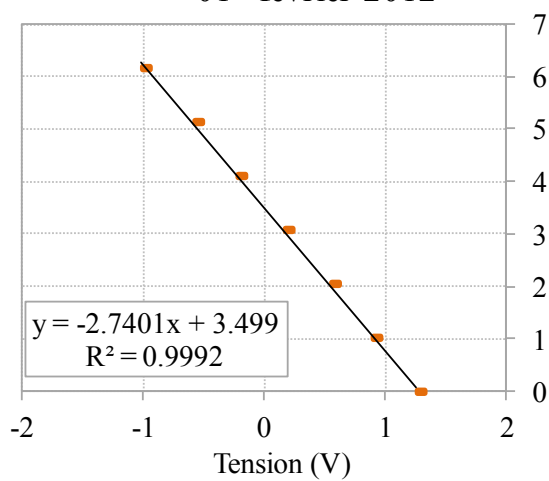
10 - déc-2011



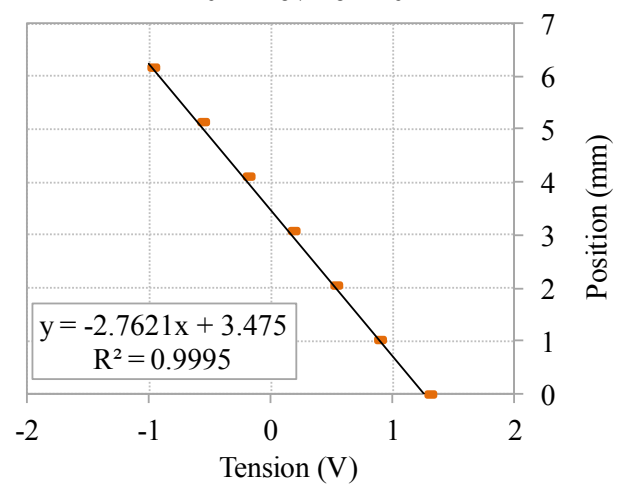
15 - déc-2011



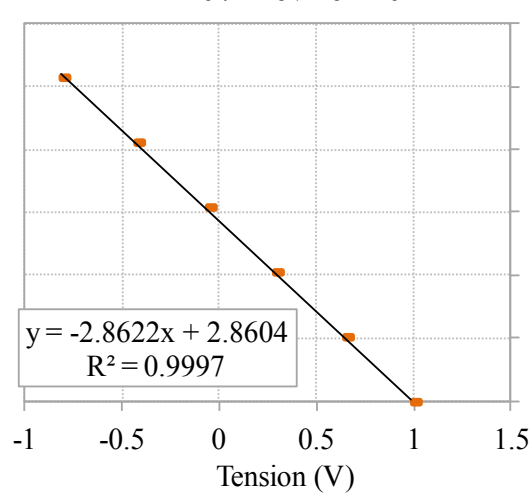
01 - février-2012



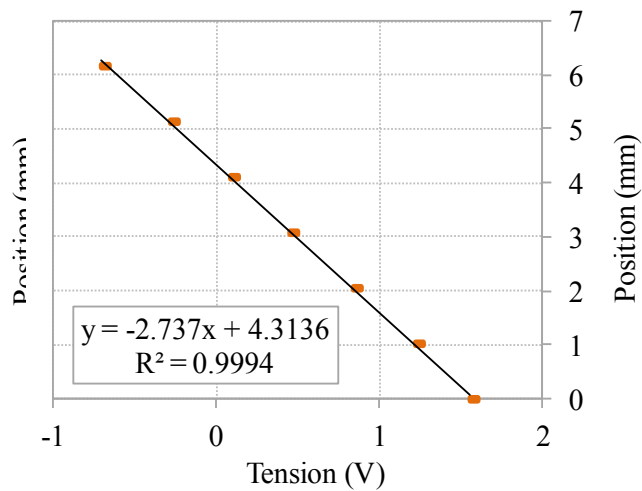
02 - février-2012



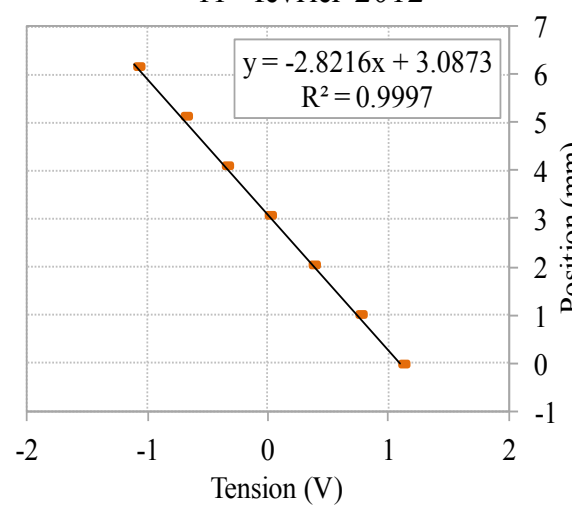
07 - février-2012



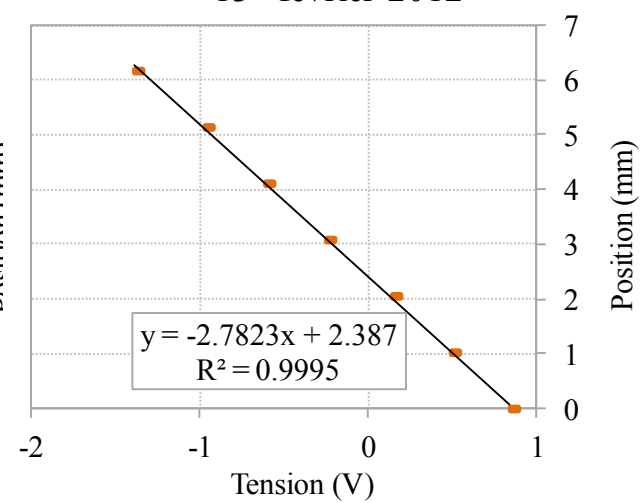
10 - février-2012



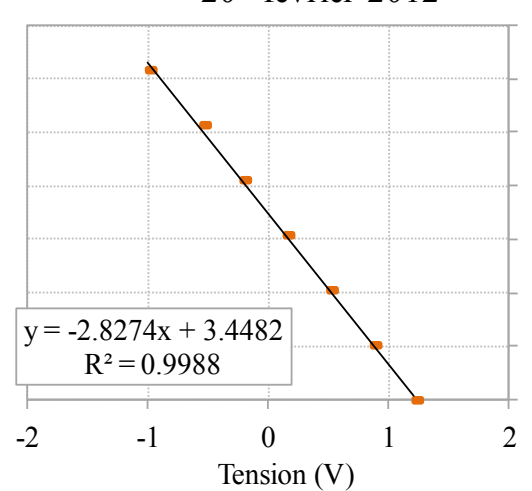
11 - février-2012



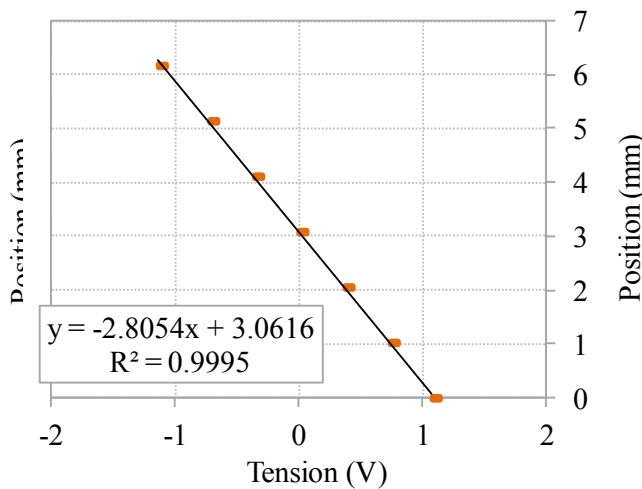
13 - février-2012



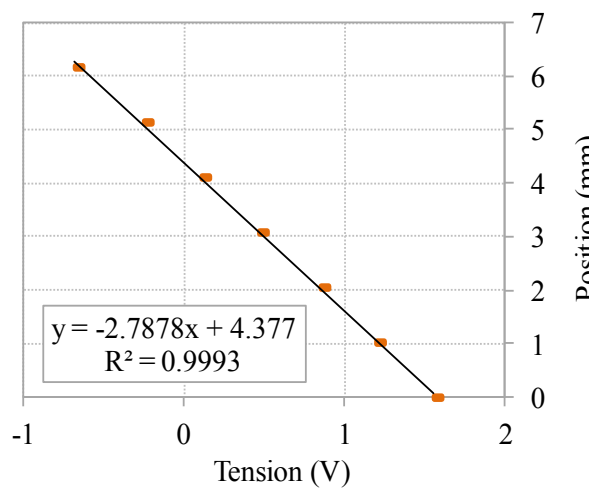
20 - février-2012



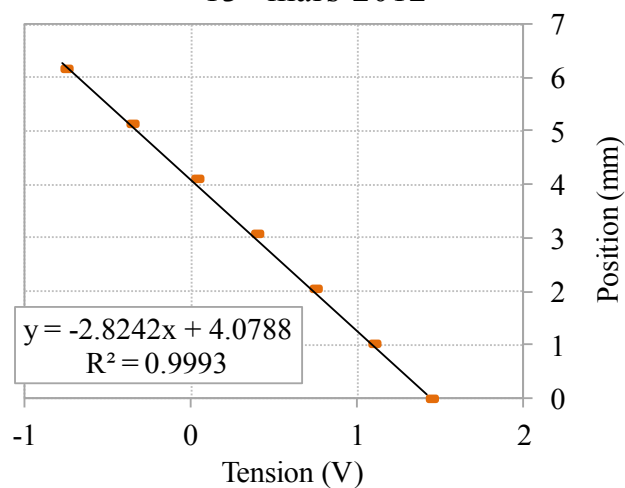
21 - février-2012



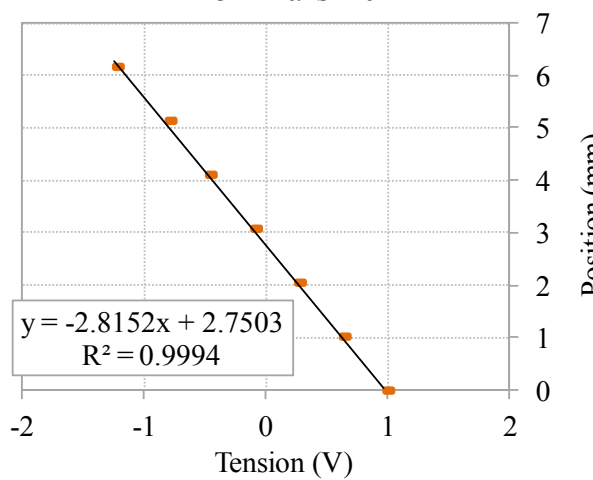
12 - mars-2012



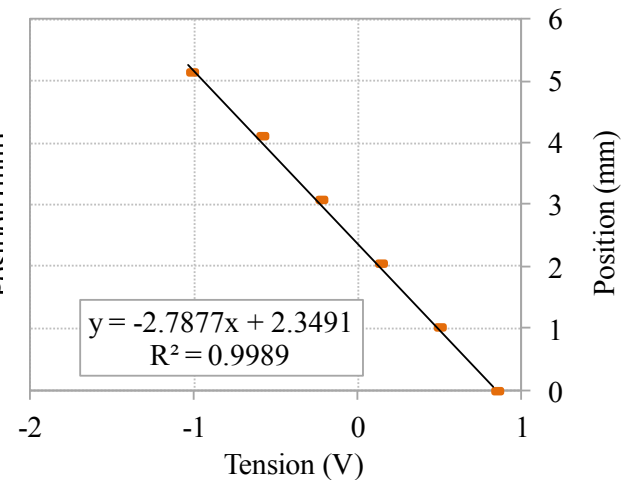
13 - mars-2012



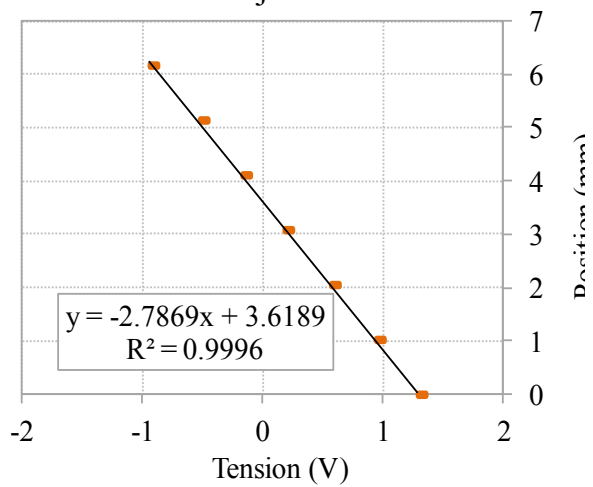
15 - mars-2012



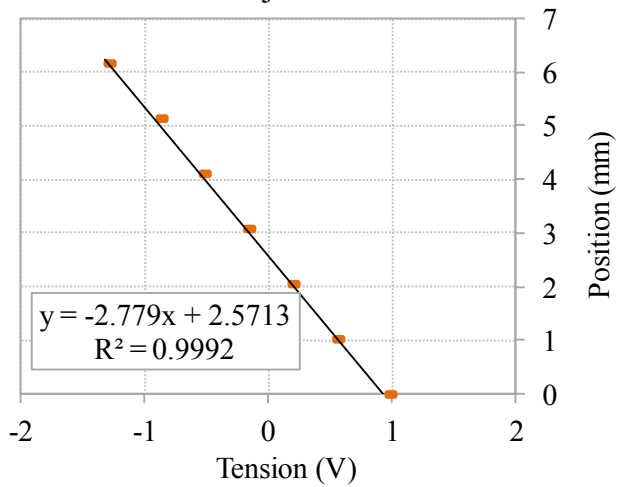
16 - mars-2012



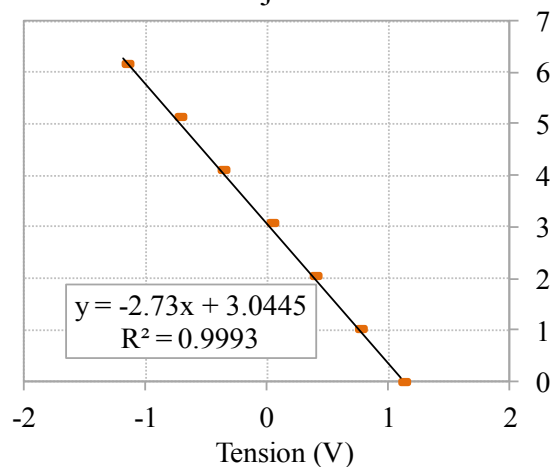
12 - juin-2012



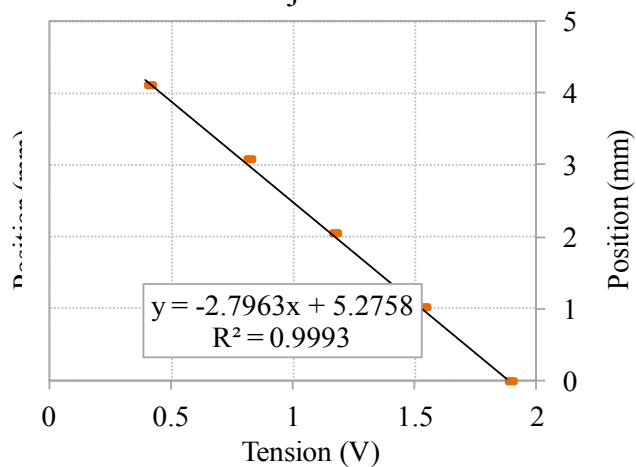
05 - juillet-2012



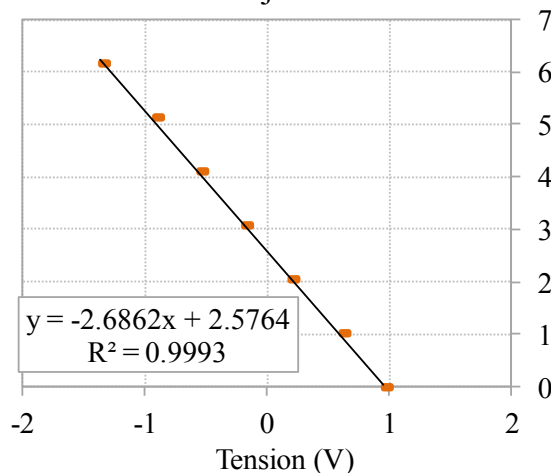
06 - juillet-2012



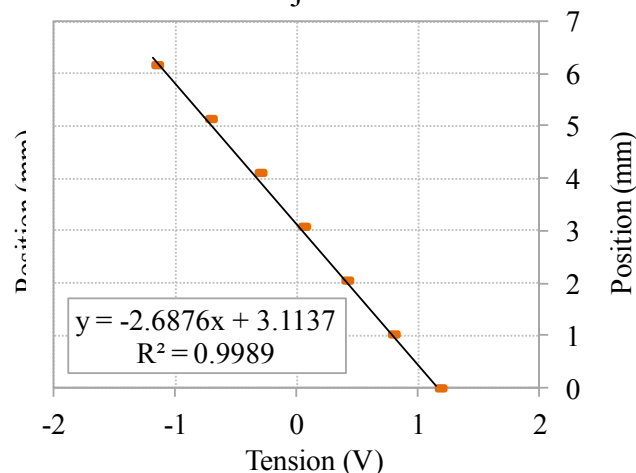
09 - juillet-2012



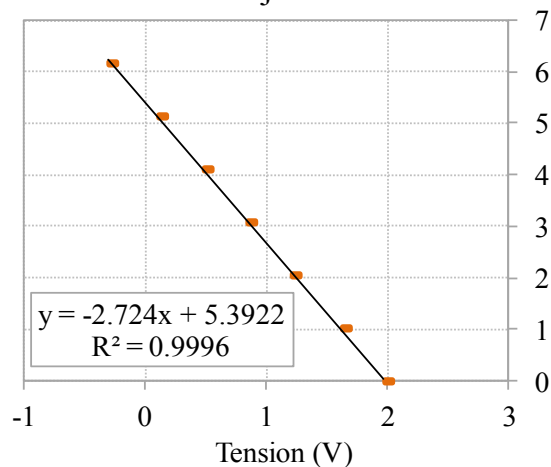
16 - juillet-2012



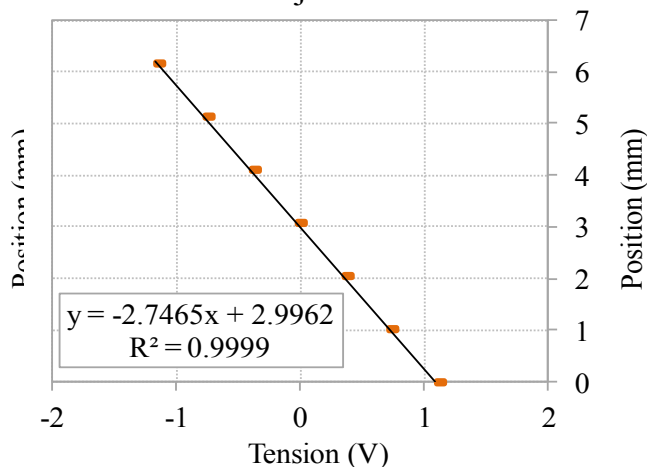
18 - juillet-2012



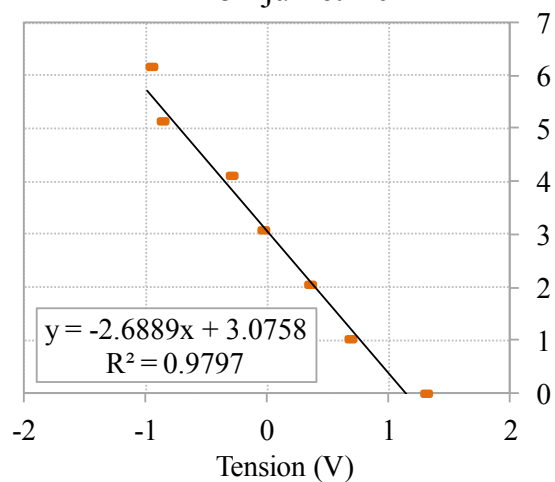
19 - juillet-2012



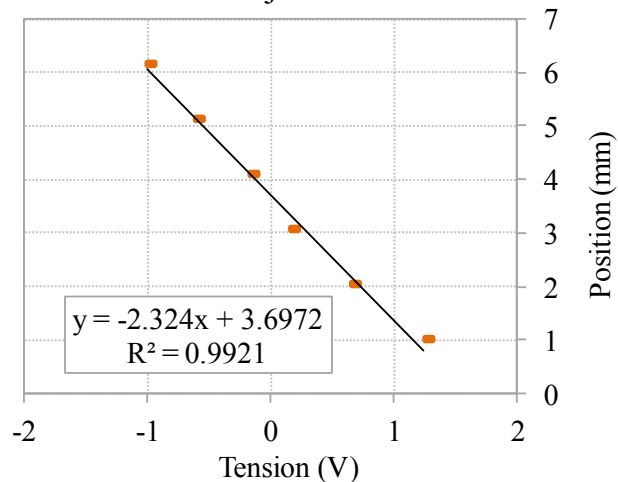
20 - juillet-2012



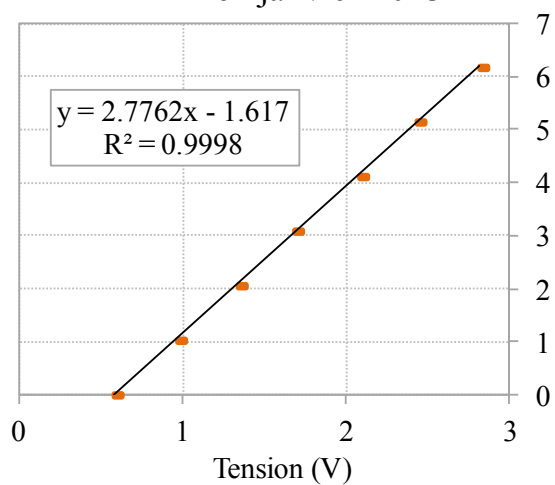
25 - juillet-2012



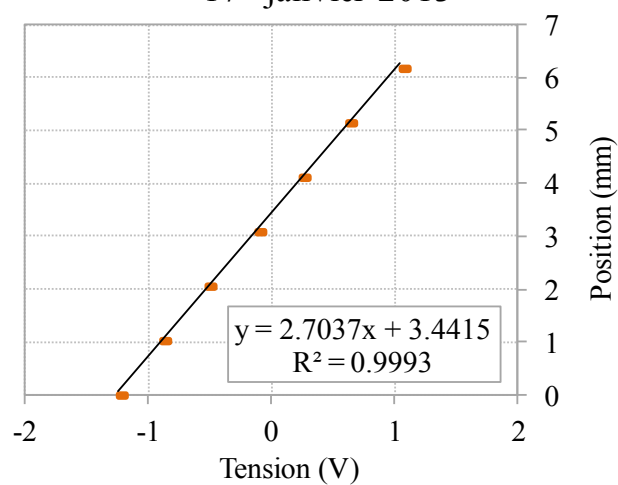
27 - juillet-2012



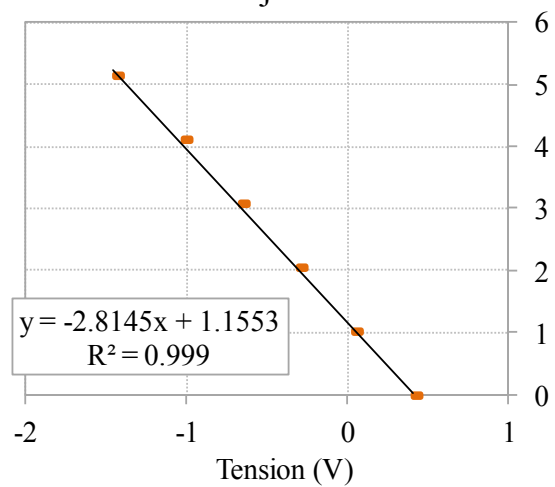
16 - janvier-2013



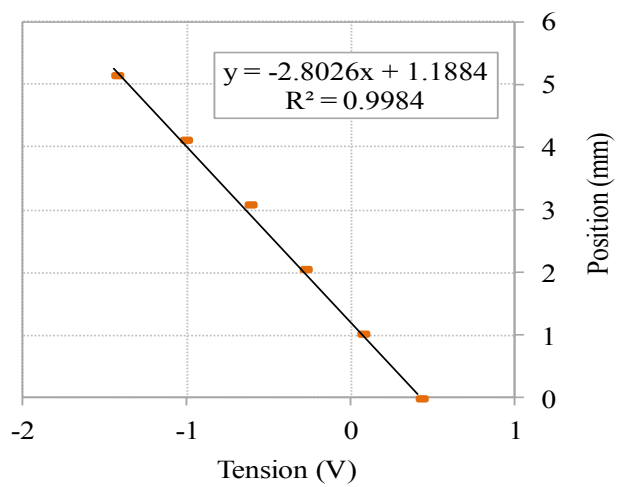
17 - janvier-2013



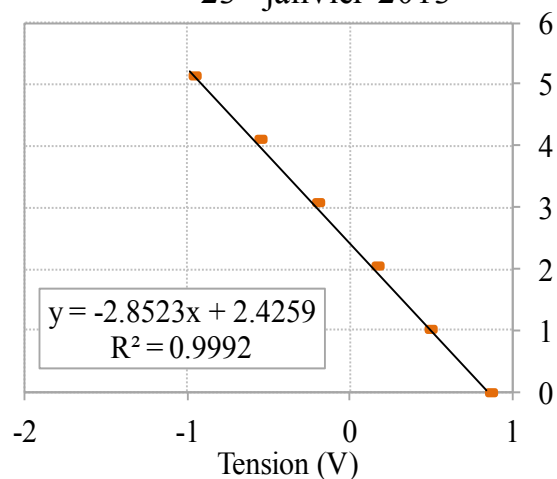
21 - janvier-2013



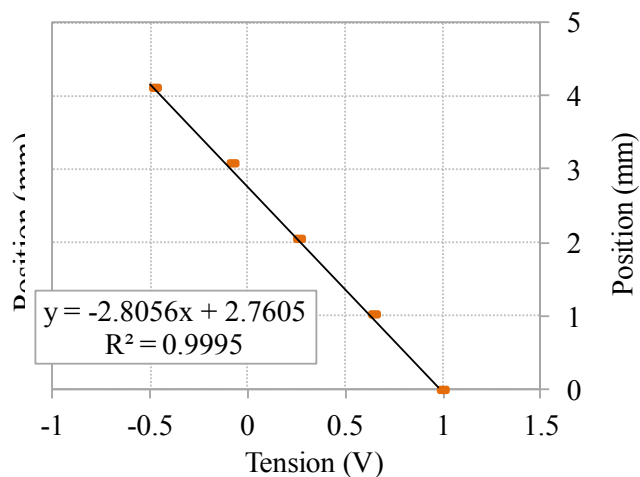
22 - janvier-2013



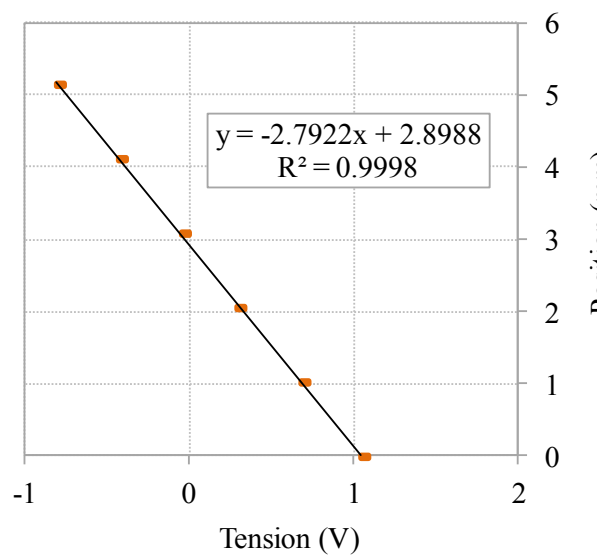
23 - janvier-2013



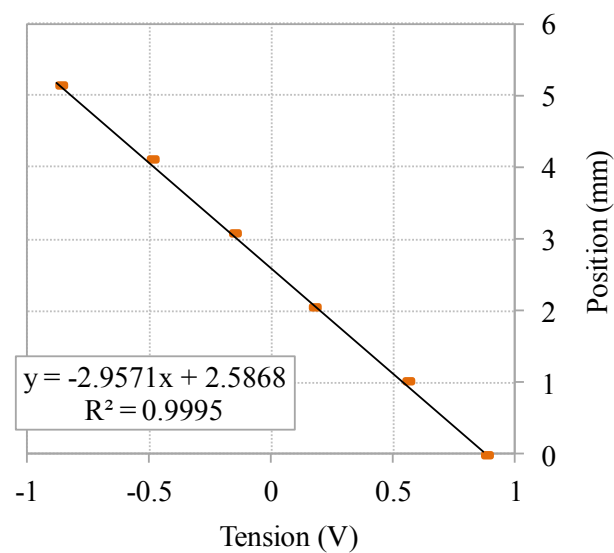
18 - février-2013



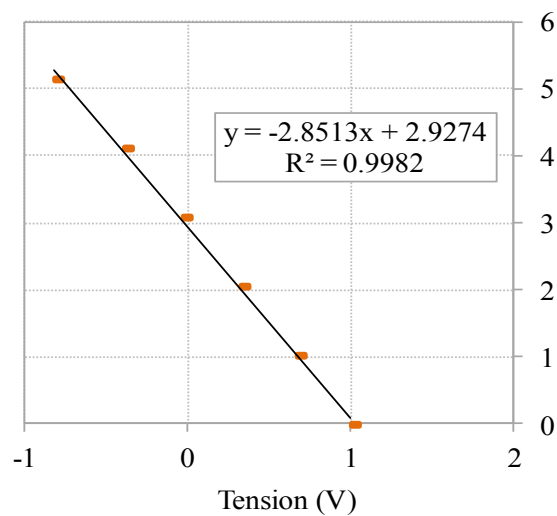
19 - février-2013



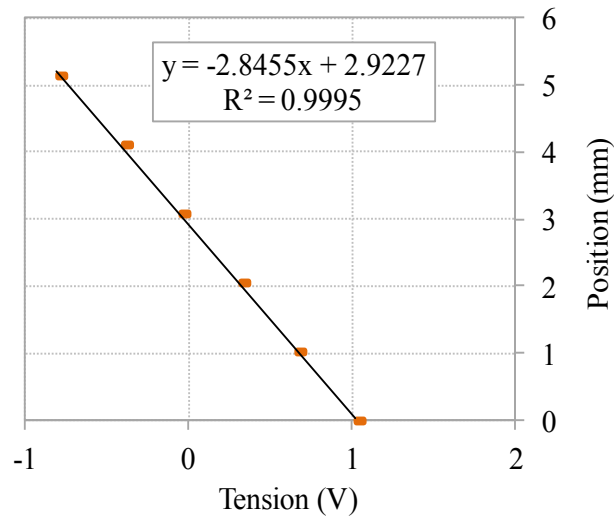
20 - février-2013



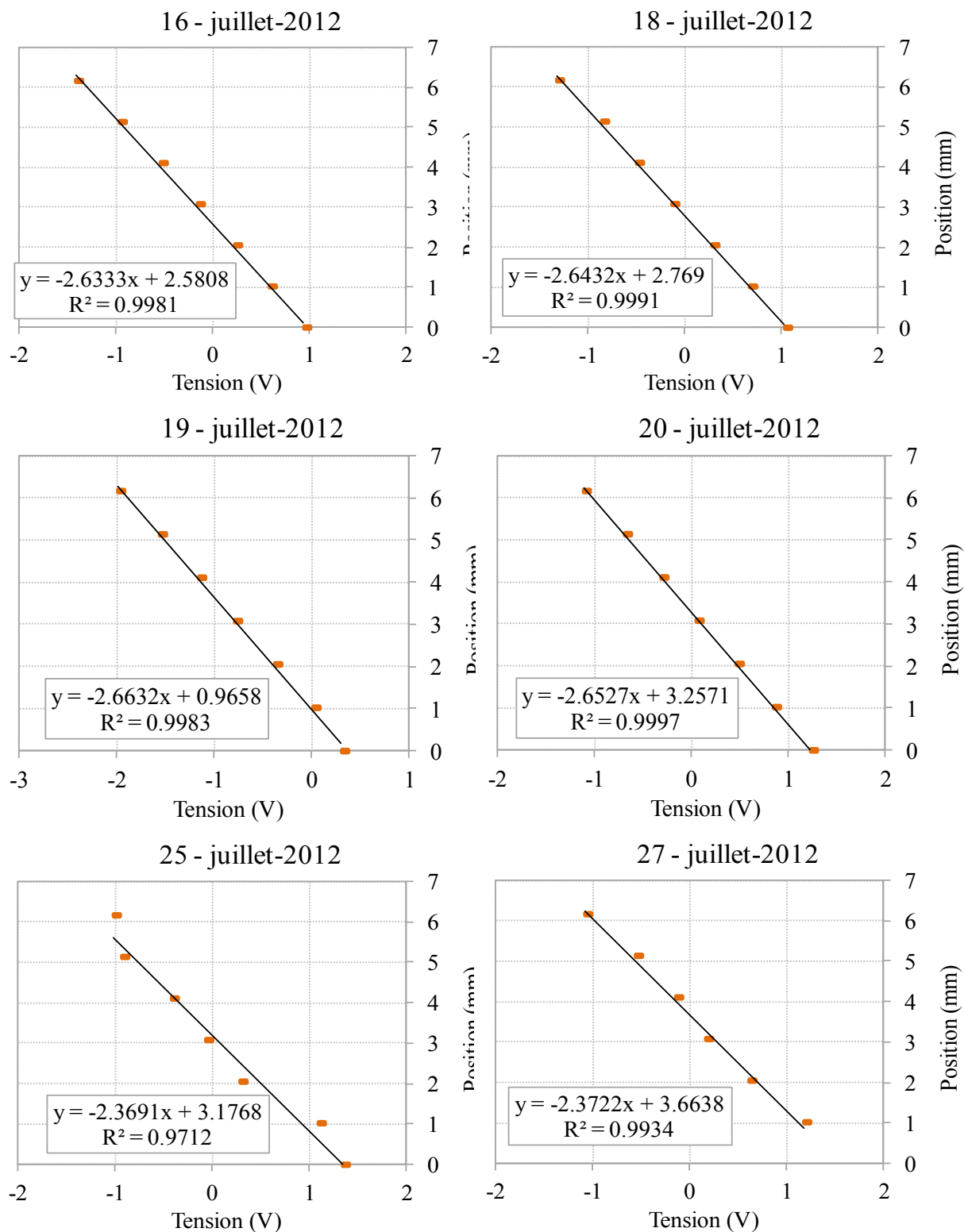
21 - février-2013



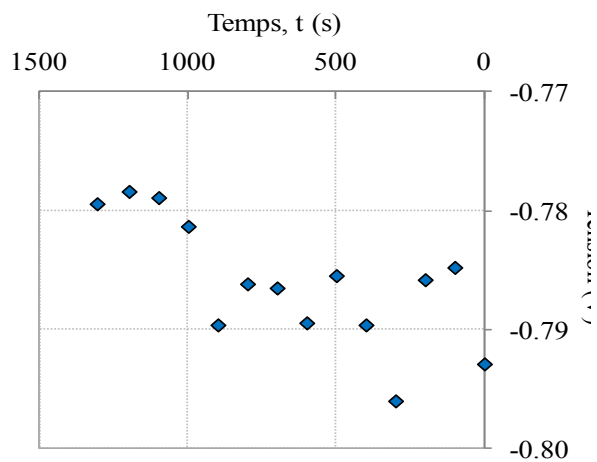
22 - février-2013



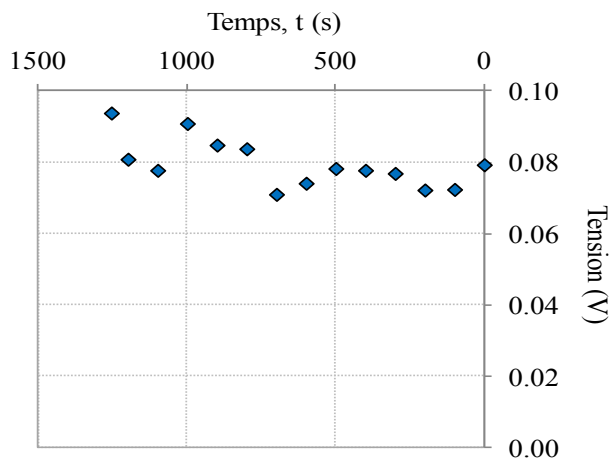
ANNEXE 4.3 – Courbes de calibration du LVDT placé au-dessus des éprouvettes lors des essais de flexion (série Ma-33)



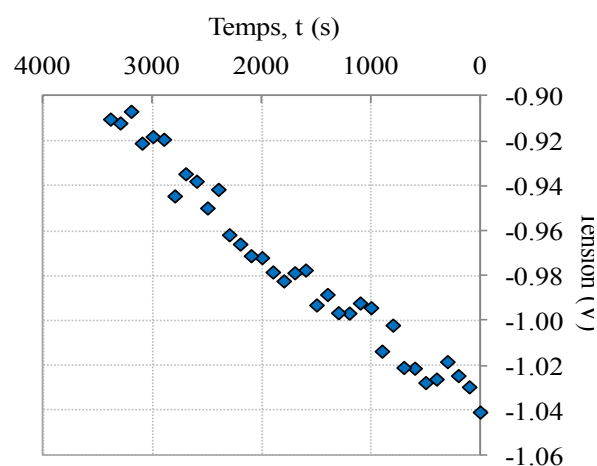
ANNEXE 4.4 – Données recueillies par le capteur électrique placé en-dessous des éprouvettes lors des essais de flexion.



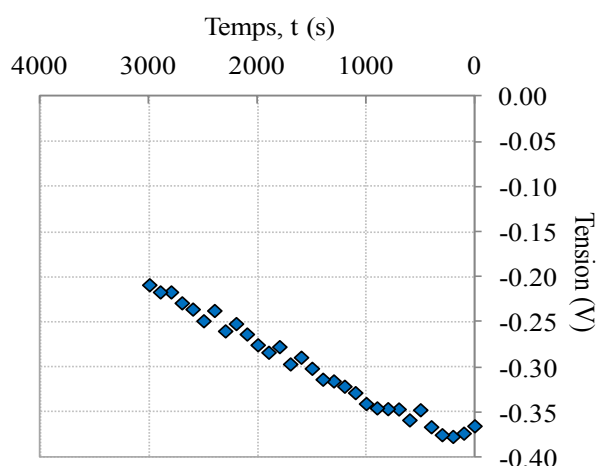
Essai No. 1-M



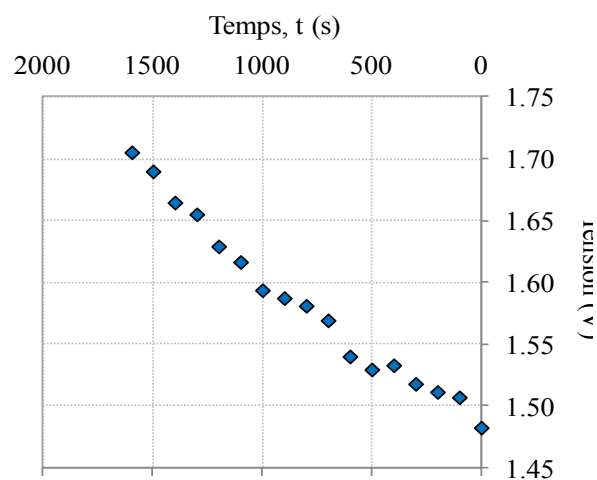
Essai No. 2-M



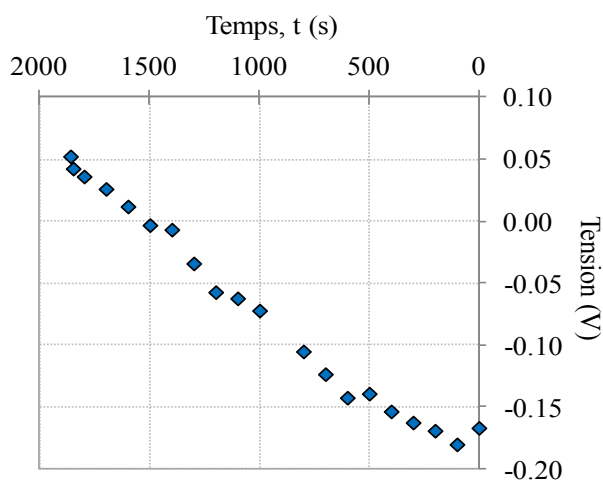
Essai No. 3-M



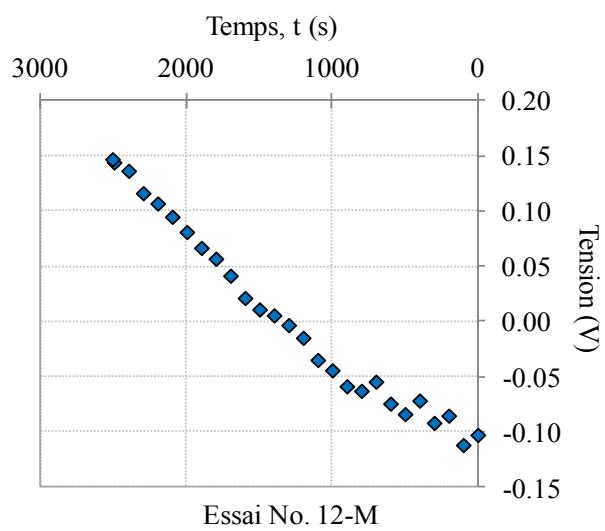
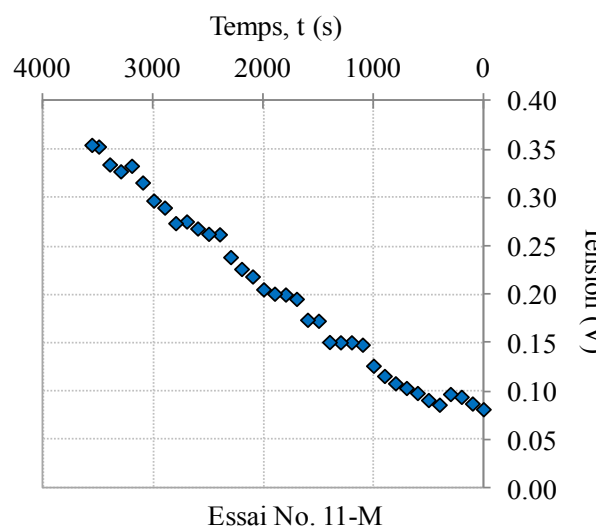
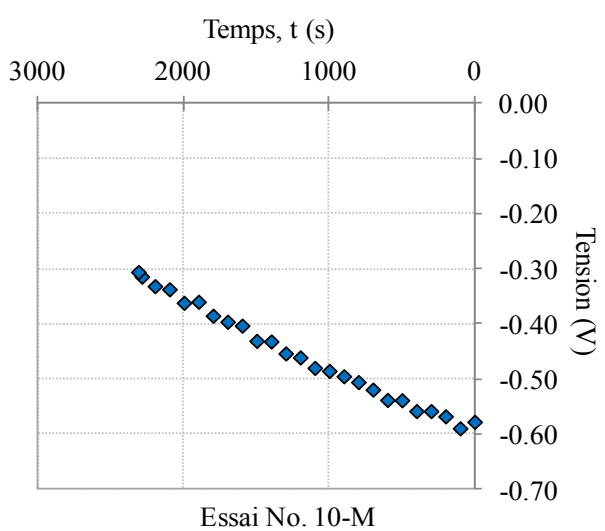
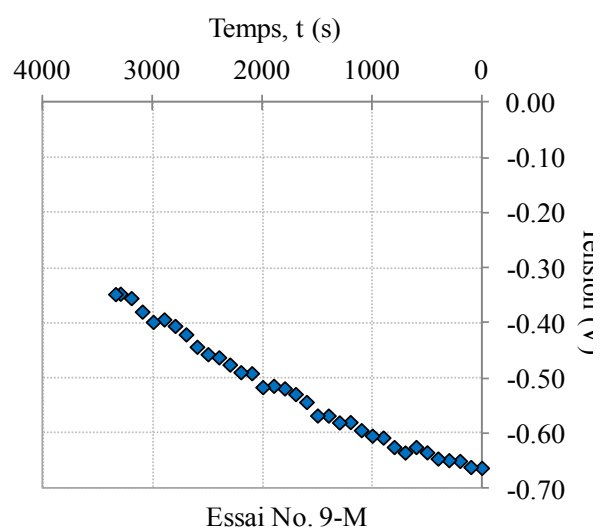
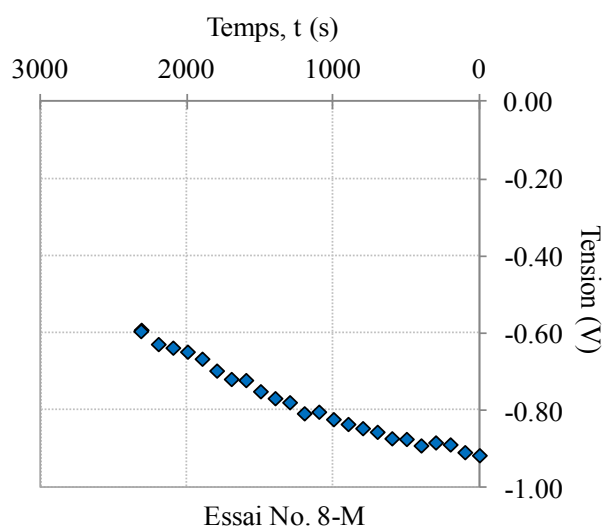
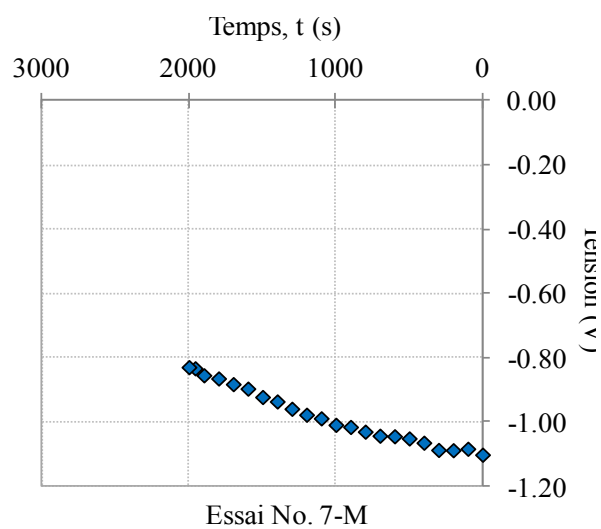
Essai No. 4-M

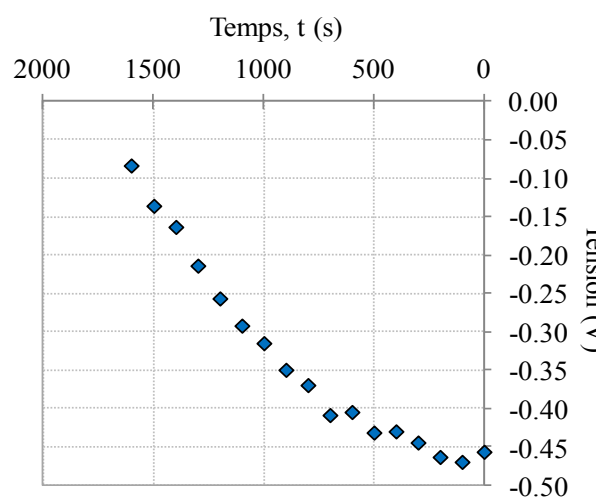


Essai No. 5-M

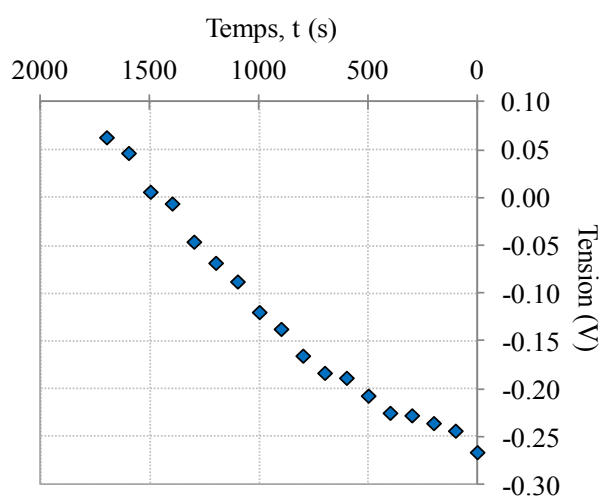


Essai No. 6-M

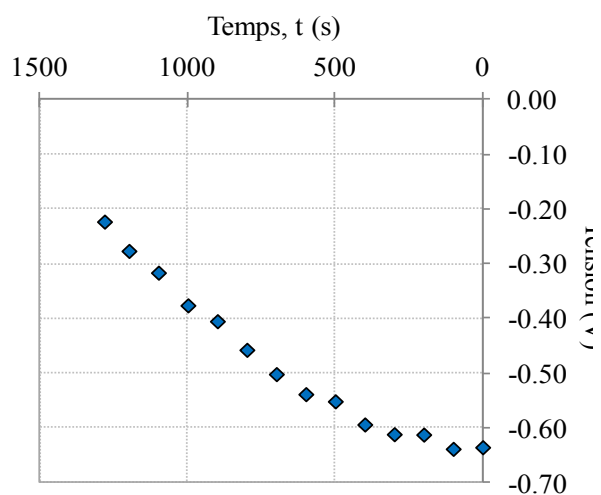




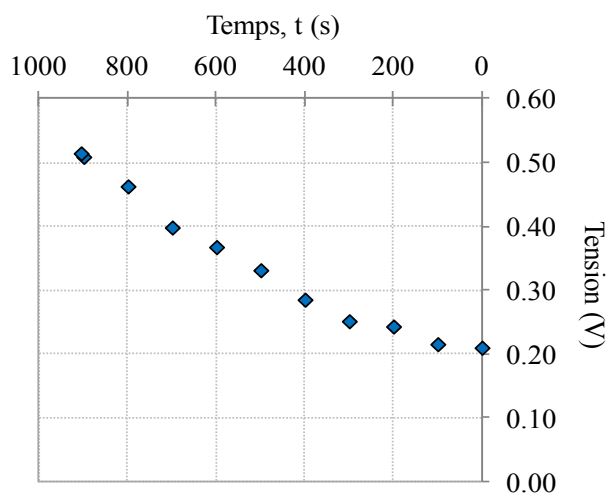
Essai No. 13-M



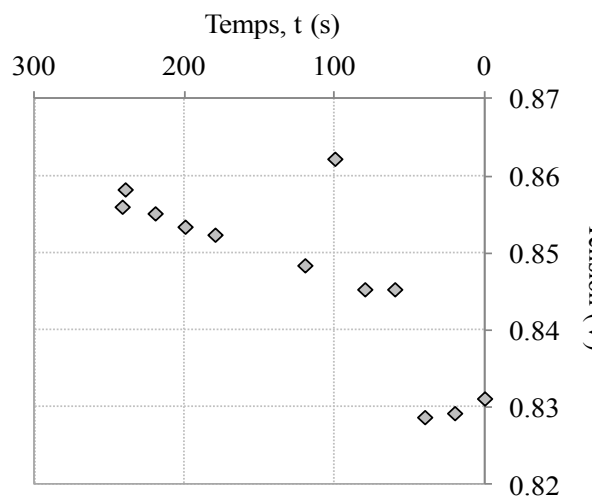
Essai No. 14-M



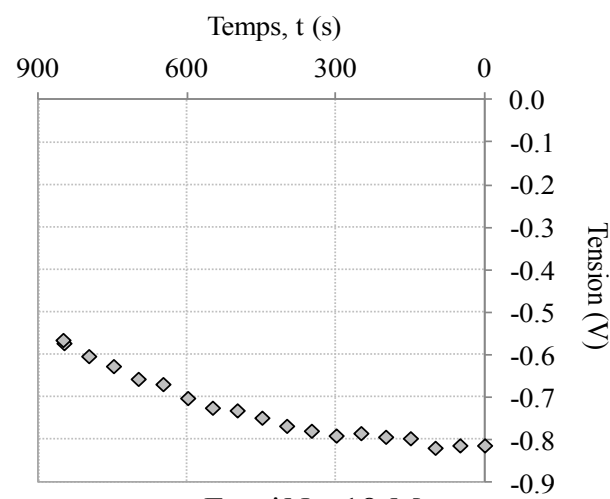
Essai No. 15-M



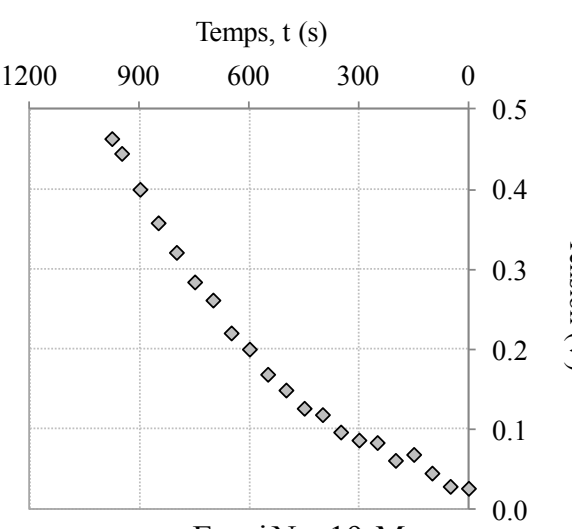
Essai No. 16-M



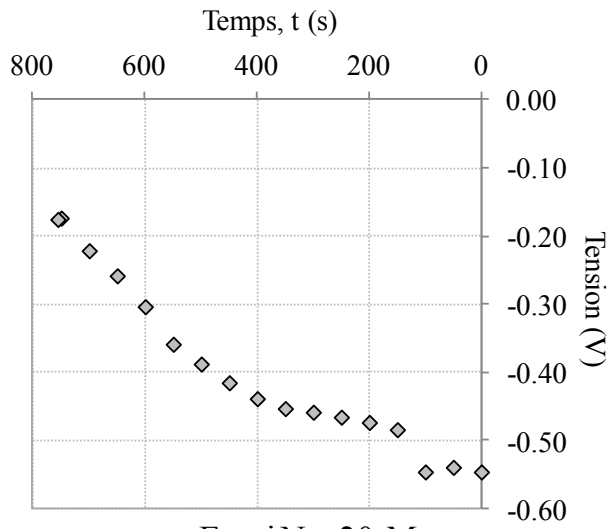
Essai No. 17-M



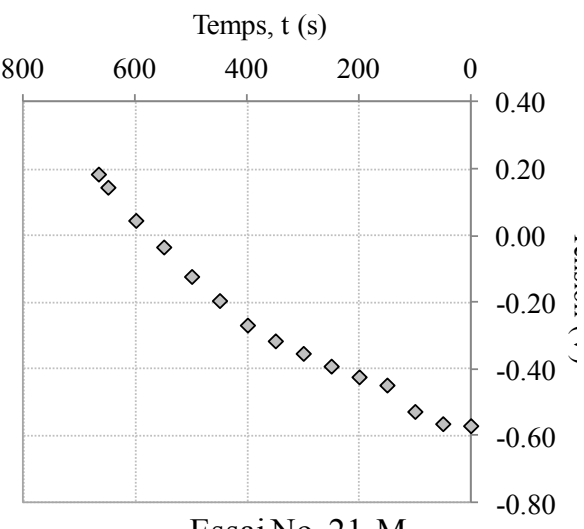
Essai No. 18-M



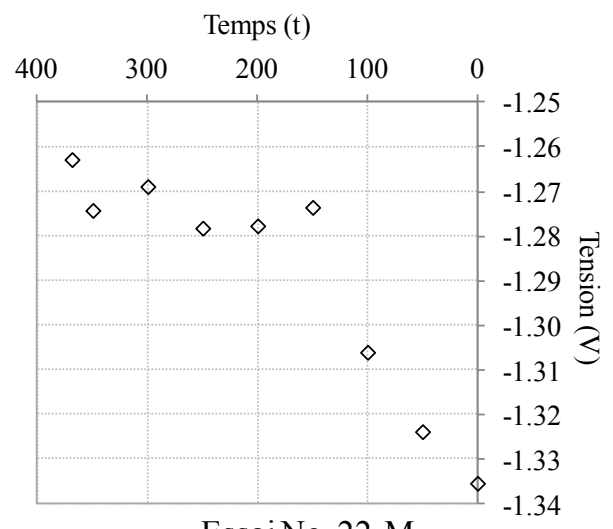
Essai No. 19-M



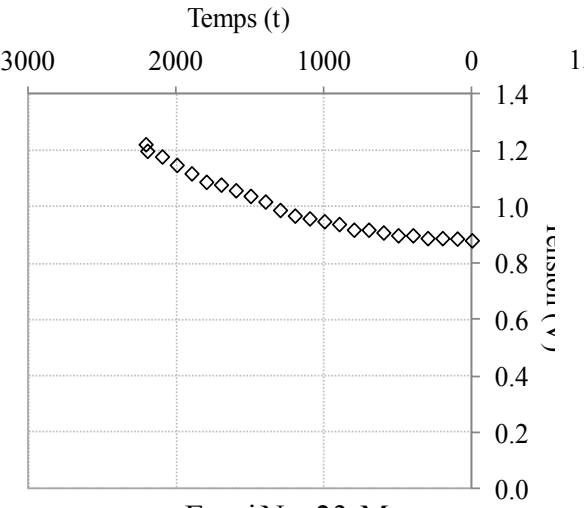
Essai No. 20-M



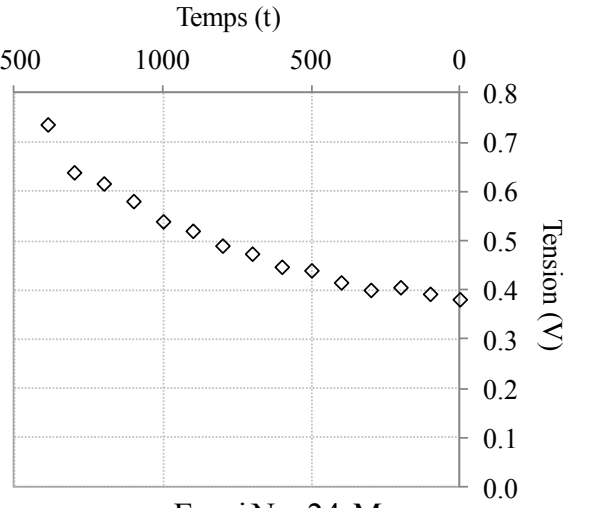
Essai No. 21-M



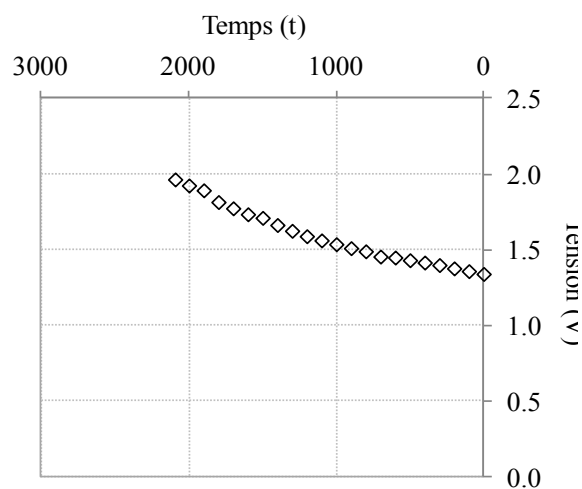
Essai No. 22-M



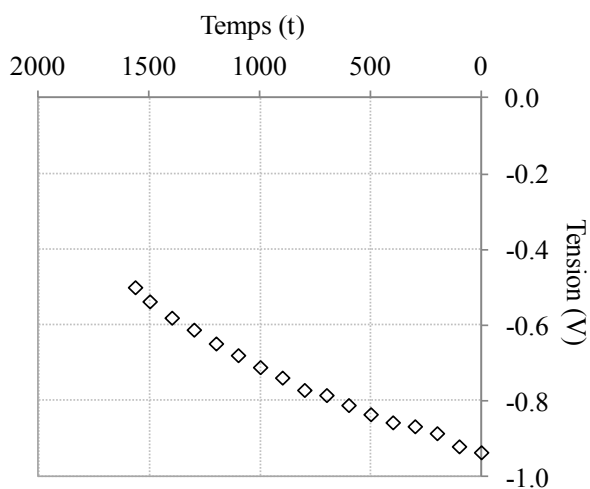
Essai No. 23-M



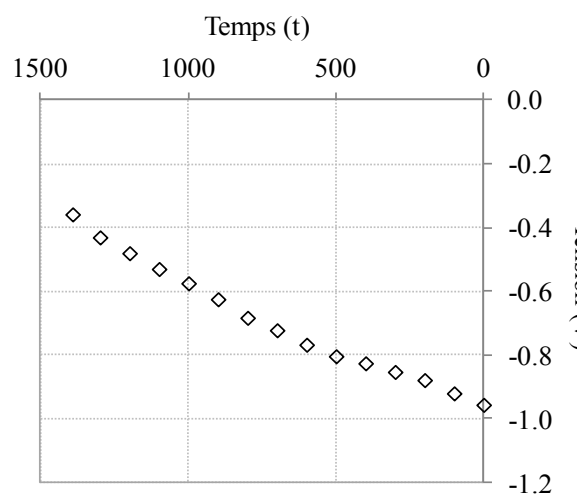
Essai No. 24-M



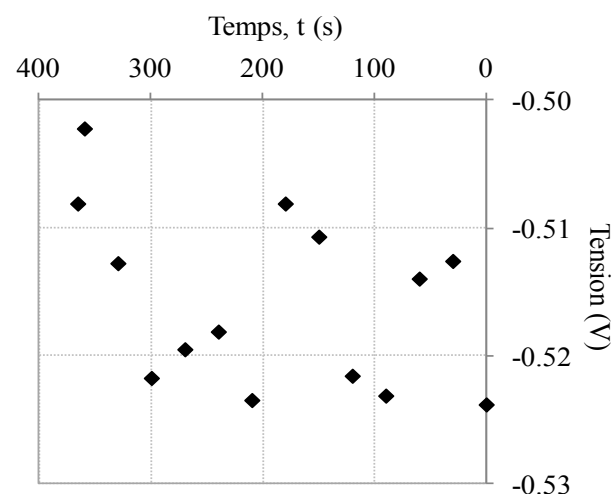
Essai No. 25-M



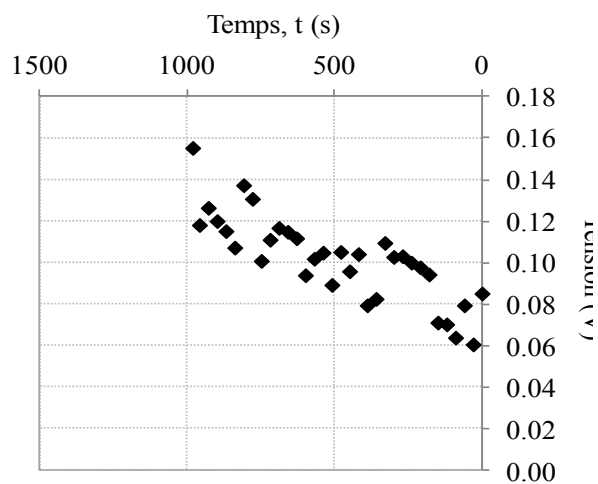
Essai No. 26-M



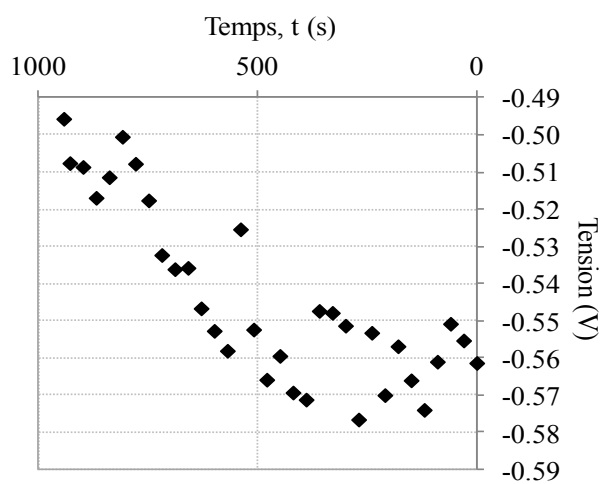
Essai No. 27-M



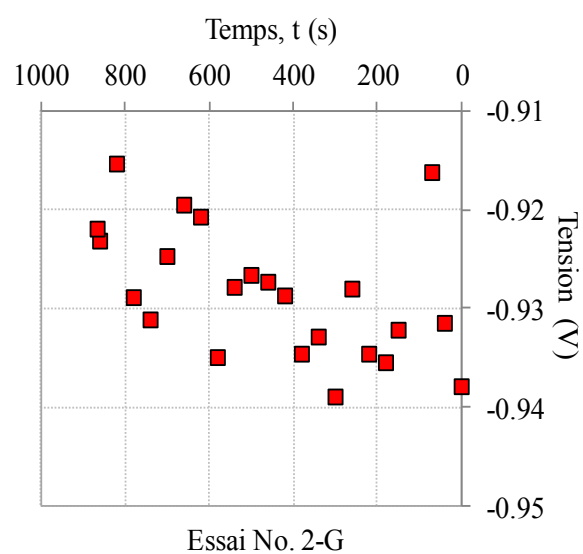
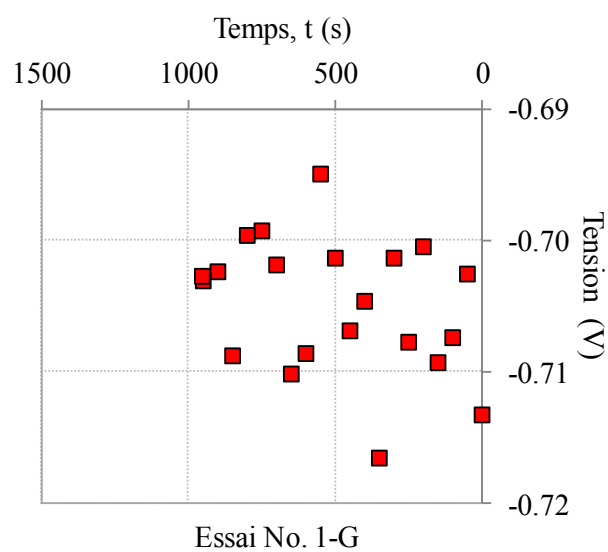
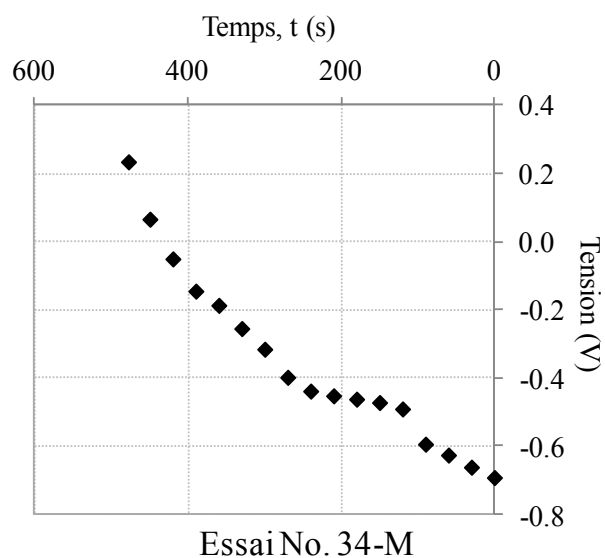
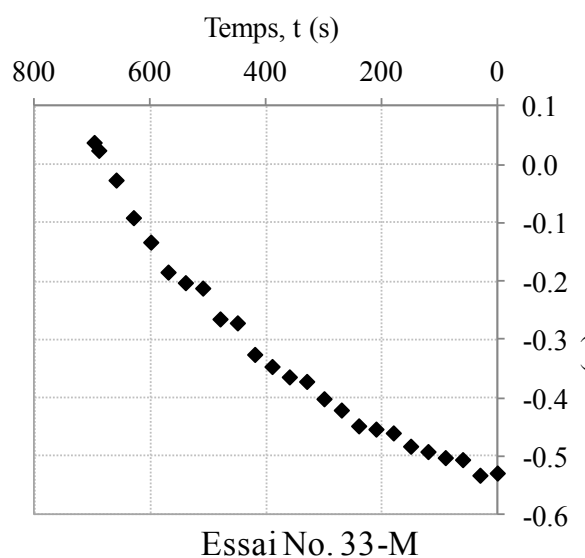
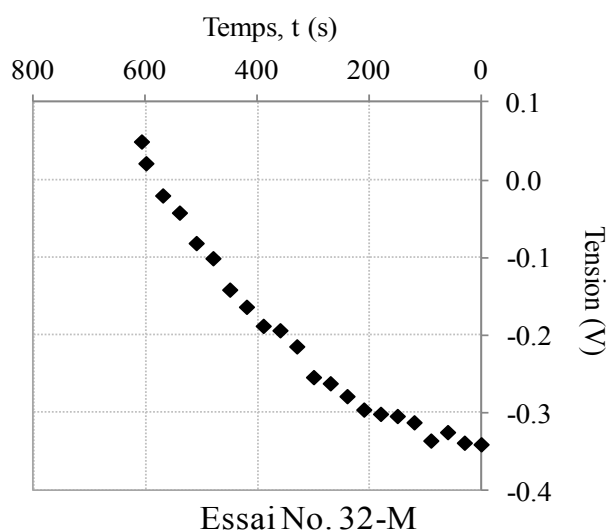
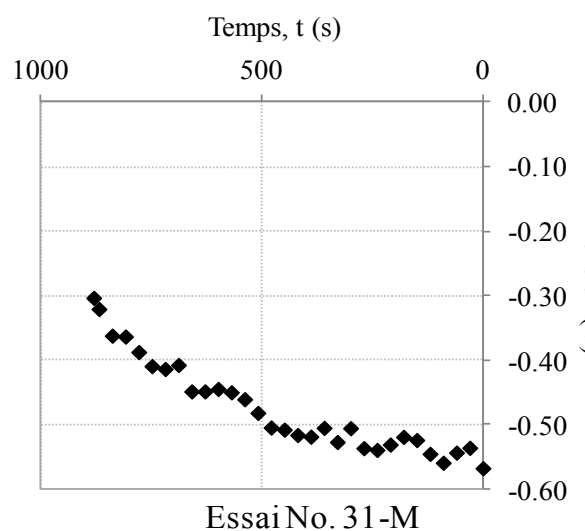
Essai No. 28-M

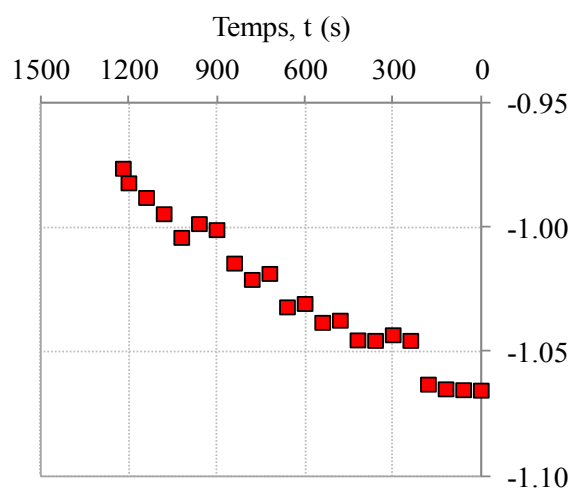


Essai No. 29-M

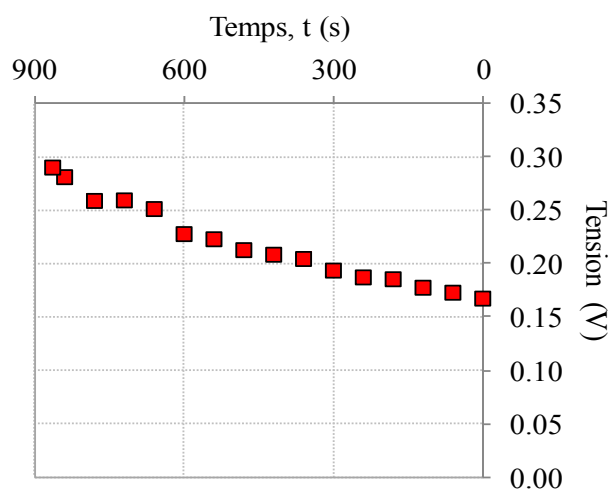


Essai No. 30-M

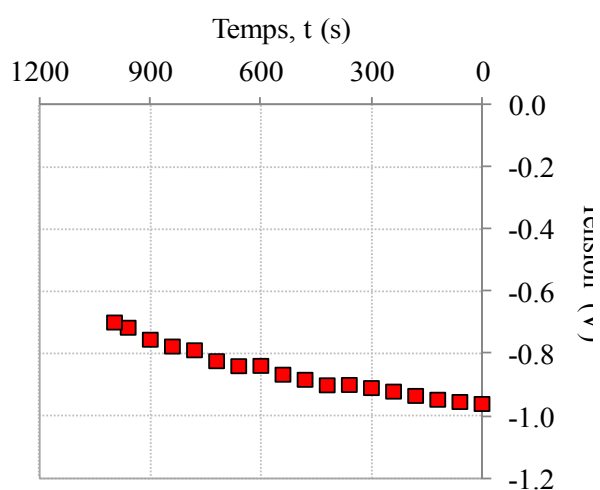




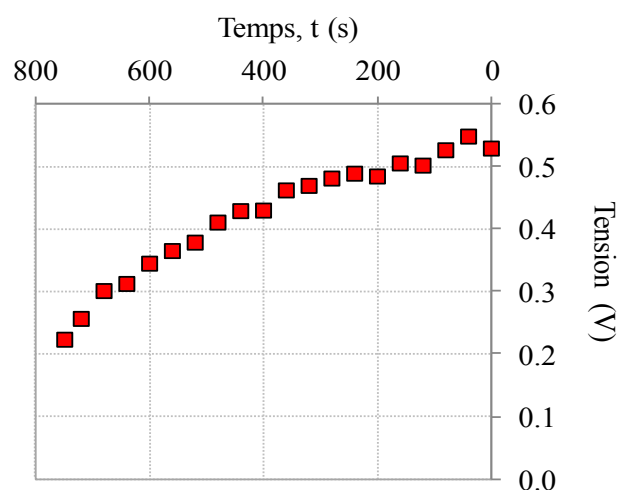
Essai No. 3-G



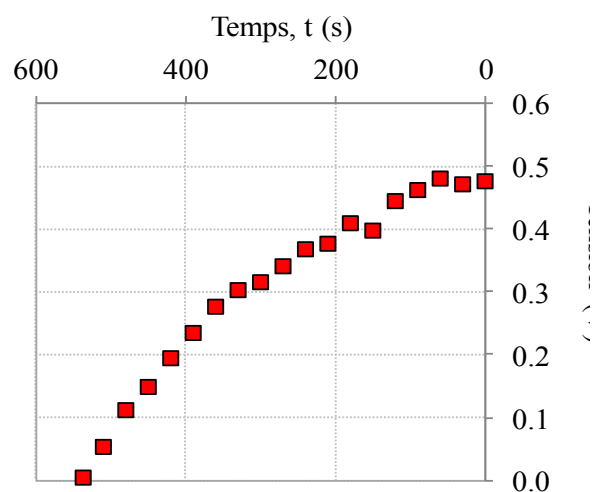
Essai No. 4-G



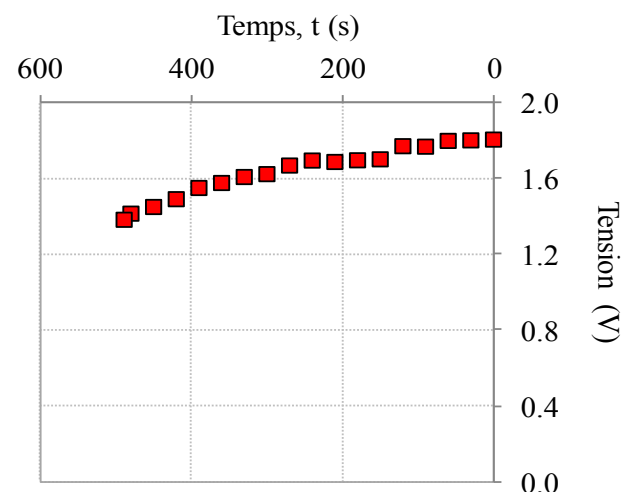
Essai No. 5-G



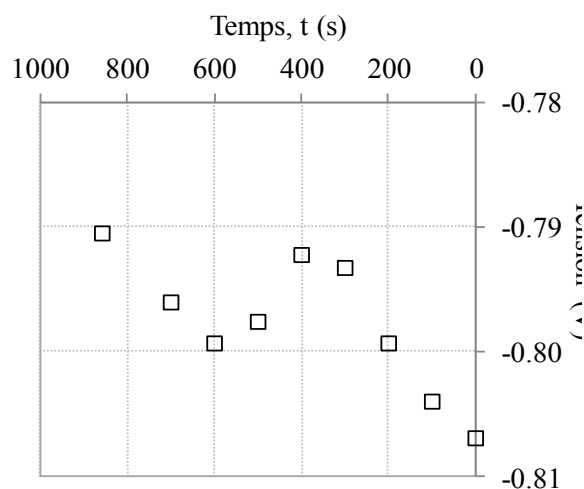
Essai No. 6-G



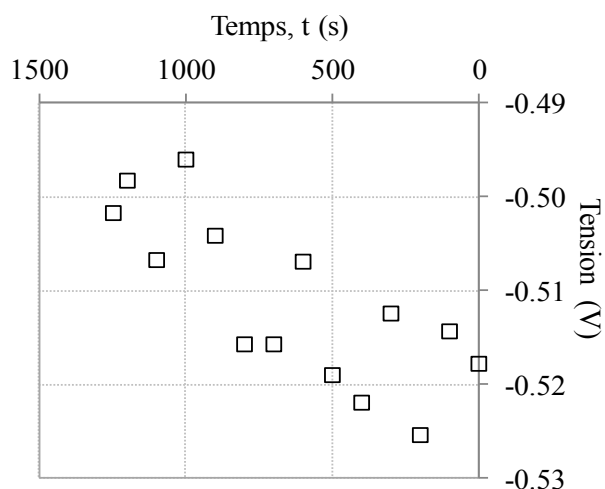
Essai No. 7-G



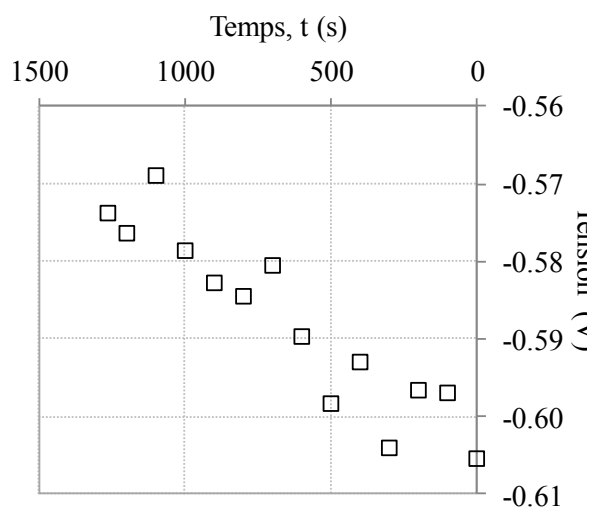
Essai No. 8-G



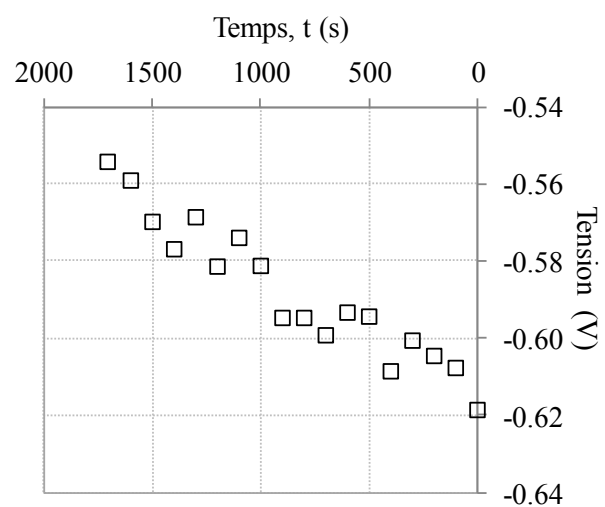
Essai No. 9-G



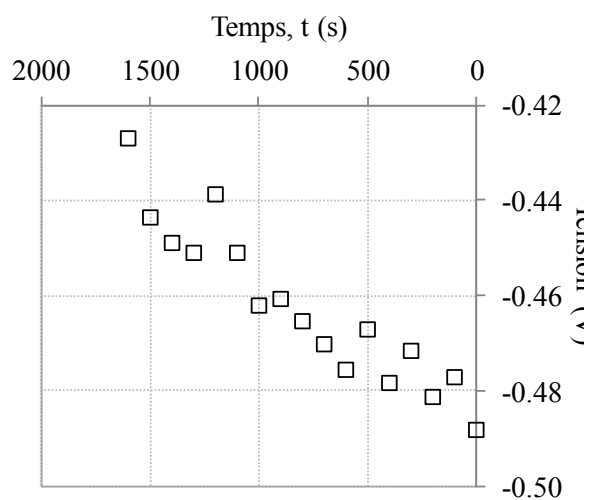
Essai No. 10-G



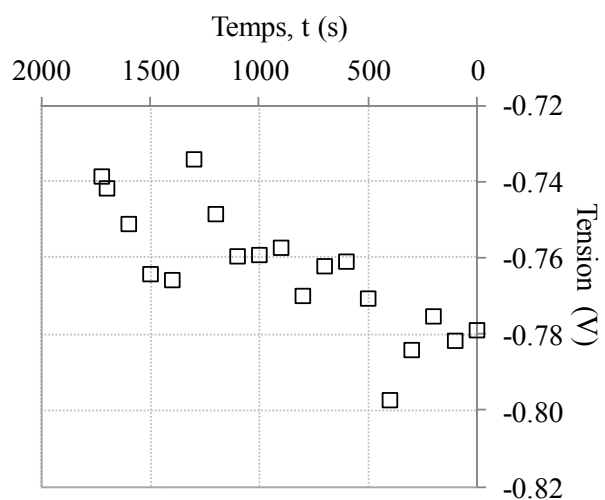
Essai No. 11-G



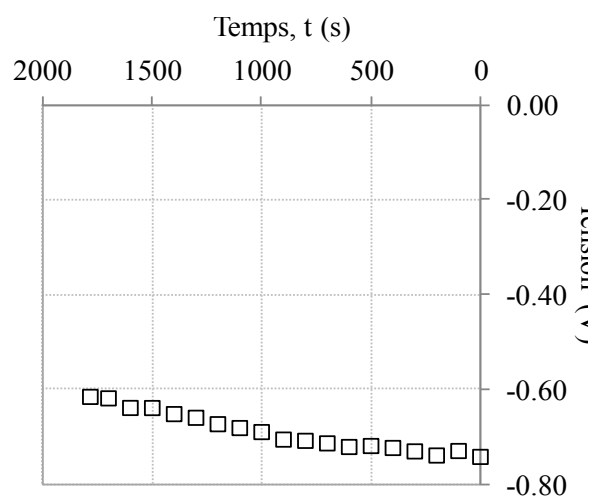
Essai No. 12-G



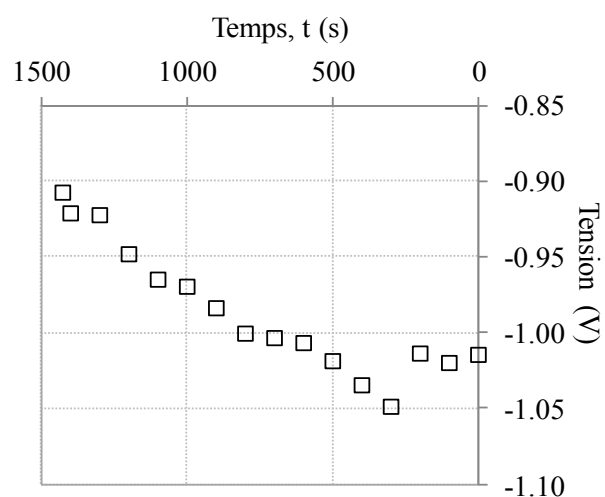
Essai No. 13-G



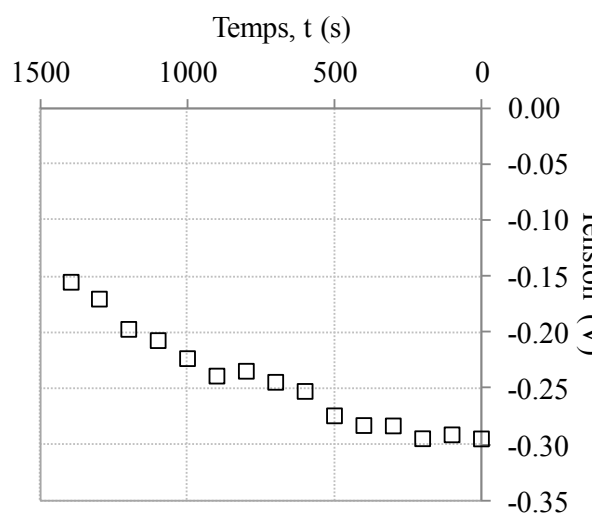
Essai No. 14-G



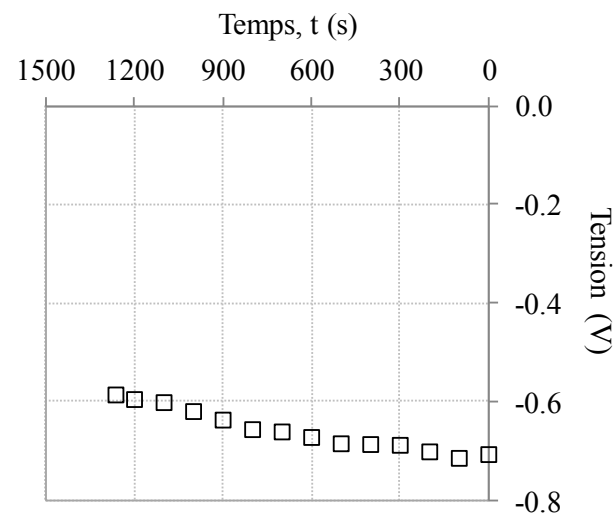
Essai No. 15-G



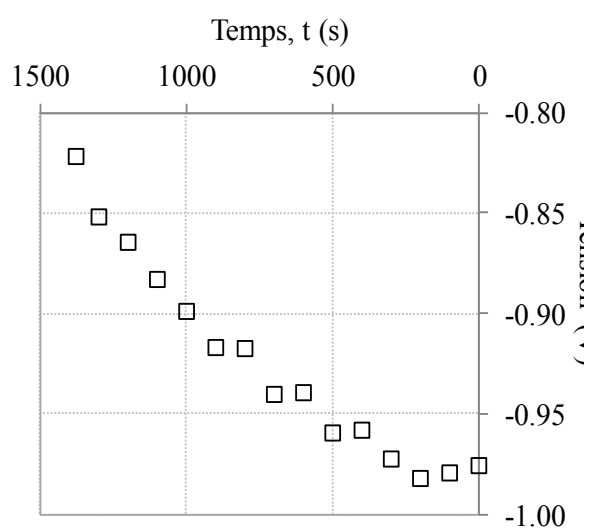
Essai No. 16-G



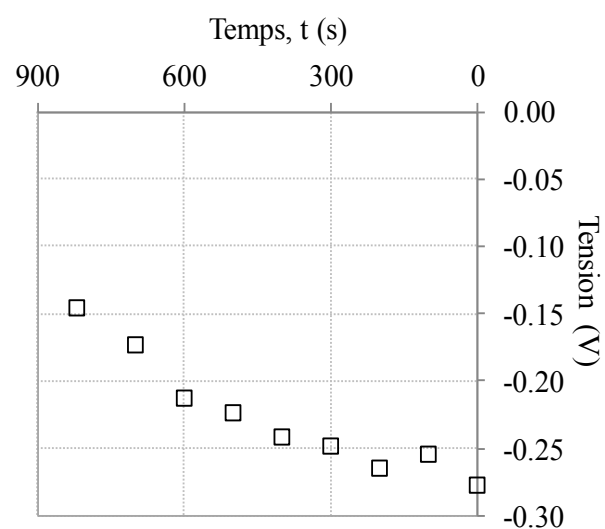
Essai No. 17-G



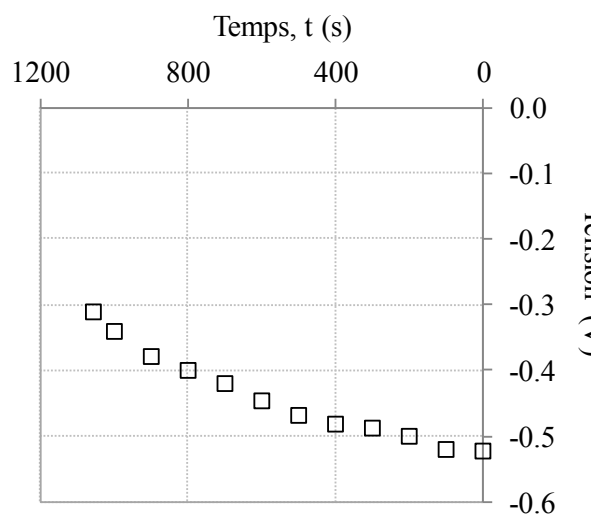
Essai No. 18-G



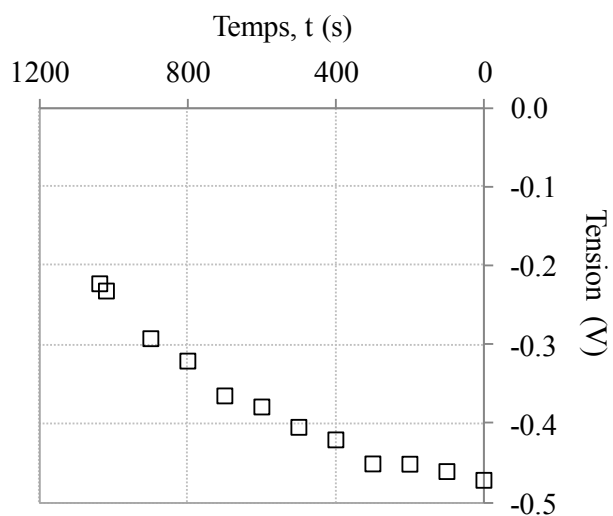
Essai No. 19-G



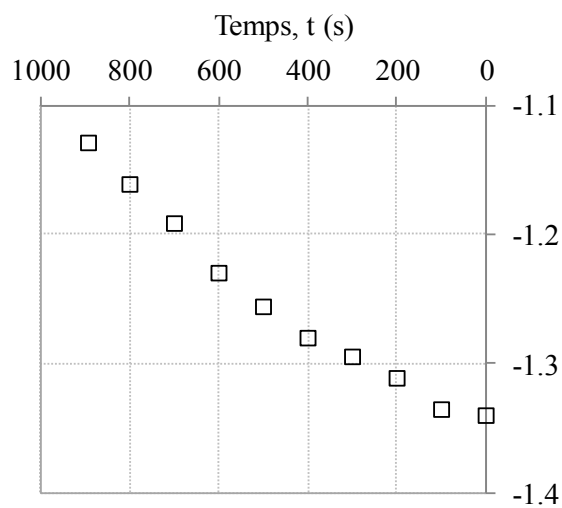
Essai No. 20-G



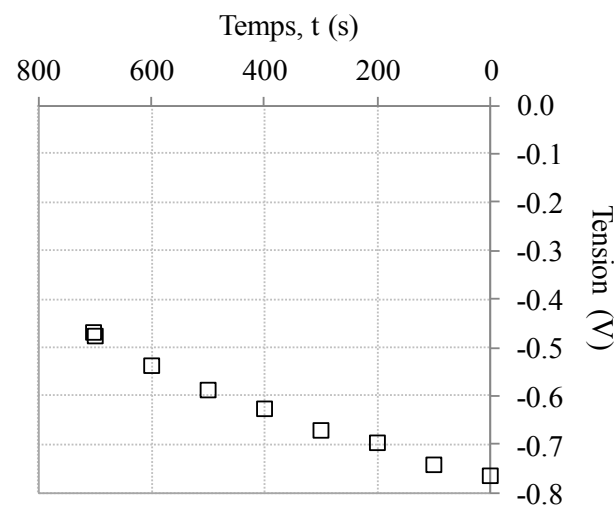
Essai No. 21-G



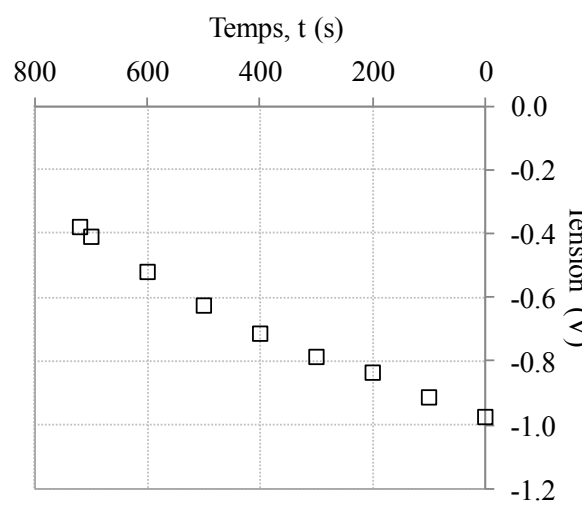
Essai No. 22-G



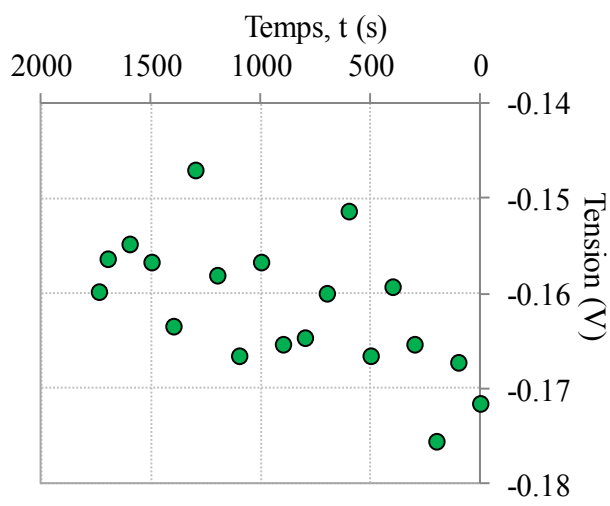
Essai No. 23-G



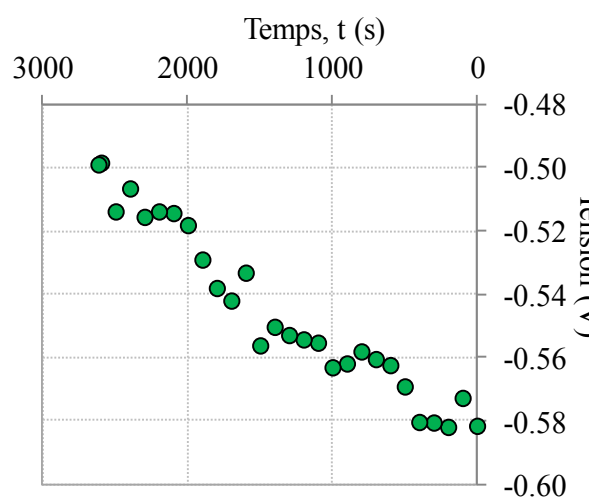
Essai No. 24-G



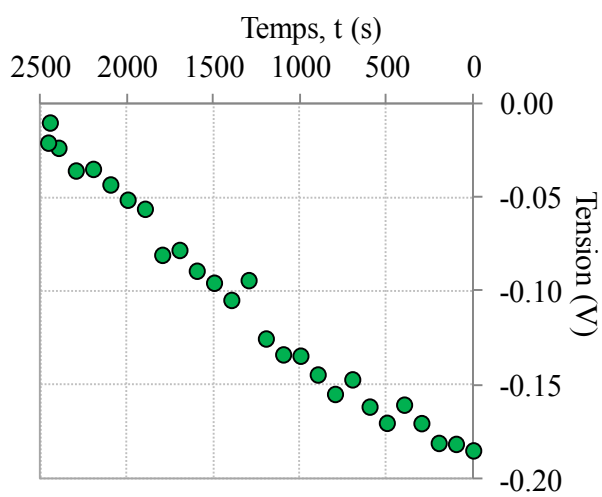
Essai No. 25-G



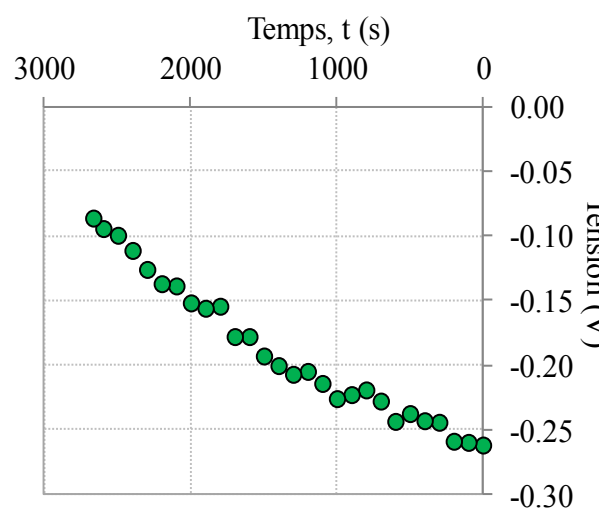
Essai No. 1-B



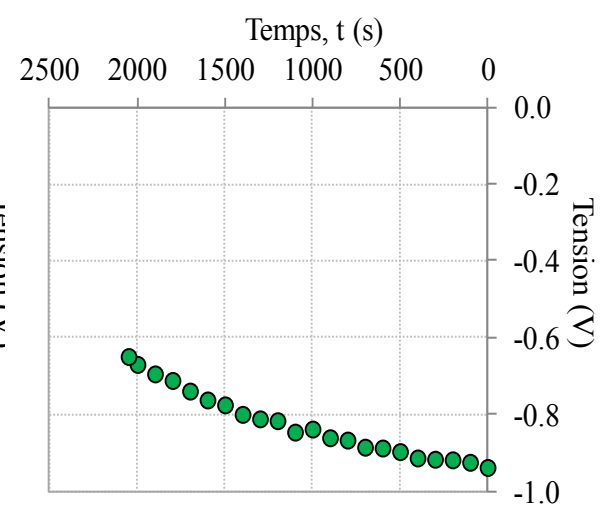
Essai No. 2-B



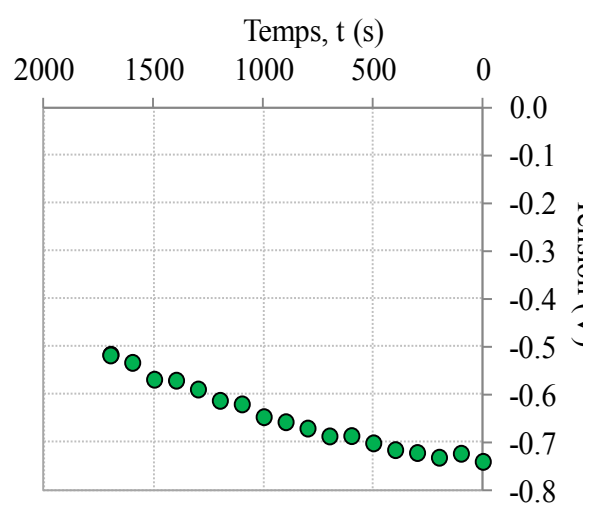
Essai No. 3-B



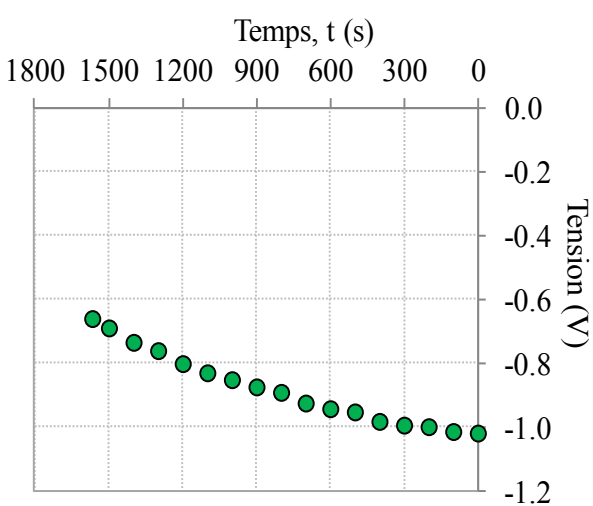
Essai No. 4-B



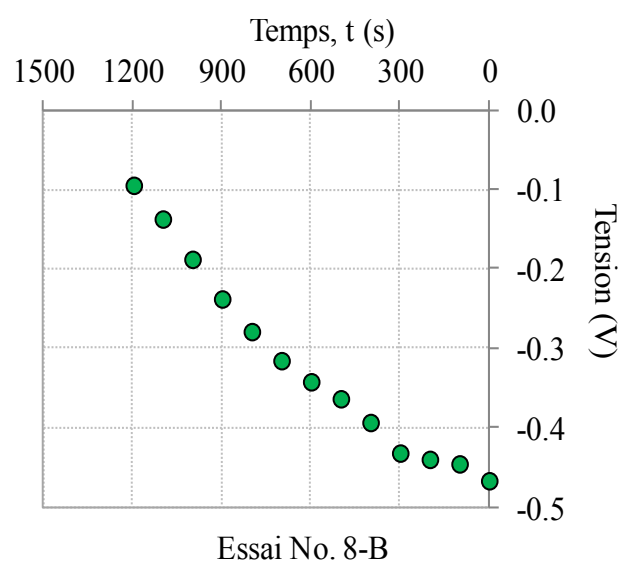
Essai No. 5-B



Essai No. 6-B

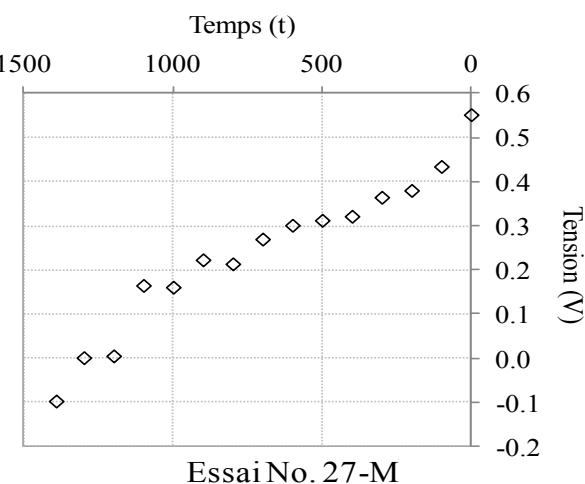
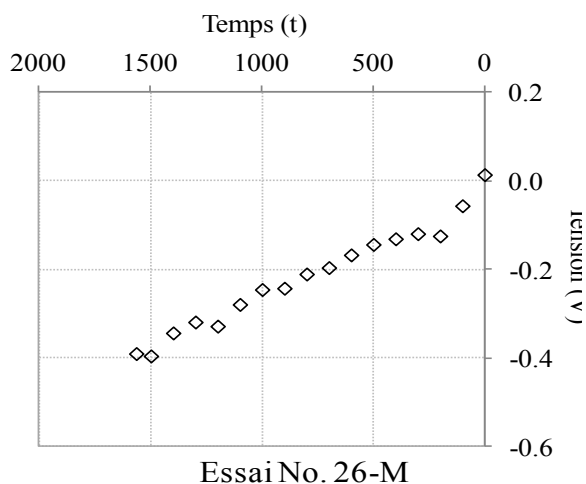
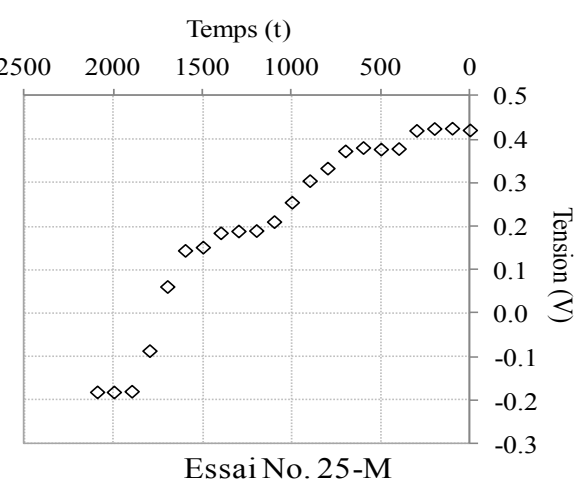
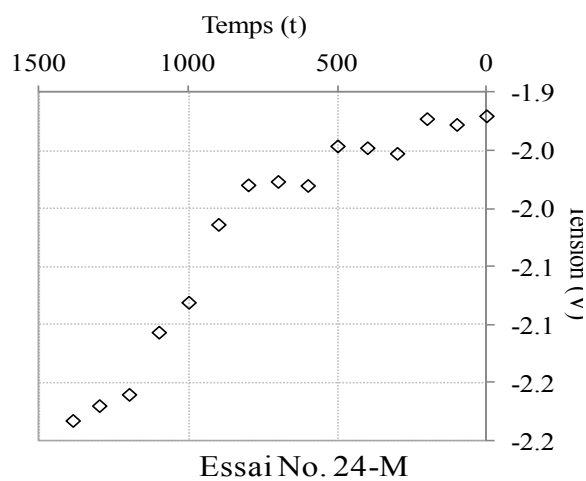
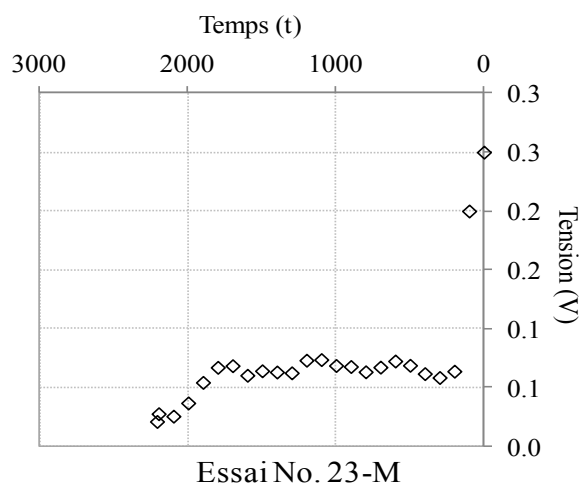
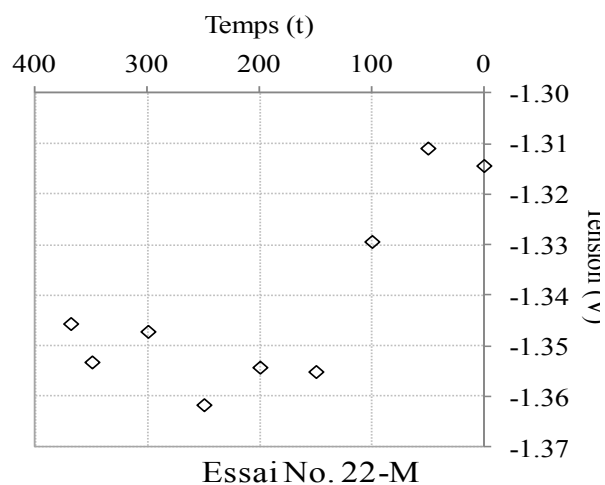


Essai No. 7-B



ANNEXE 4.5 – Données recueillies par le capteur électrique placé au-dessus des éprouvettes lors de la série d'essais Ma-

33



ANNEXE 4.6 – Programme d’essais de flexion

2011-2012

	Date	Malartic	Goldex	Bulyanhulu
Octobre	17-10-11	5-M		
	24-10-11	13-M, 15-M et 16-M		
	25-10-11	8-M et 14-M		
Novembre	01-11-11	6-M et 10-M		
	06-11-11	2-M		
	22-11-11	12-M		
	23-11-11	4-M		
Décembre	06-12-11	1-M		
	10-12-11	9-M		
	15-12-11	7-M et 11-M		
	16-12-11	3-M		
Février	01-02-12		13-G	
	02-02-12		9-G	
	07-02-12		10-G, 11-G et 12-G	
	10-02-12		21-G et 22-G	
	11-02-12		17-G, 20-G et 25-G	
	13-02-12		18-G, 23-G et 24-G	
	20-02-12		16-G et 19-G	
	21-02-12		14-G et 15-G	
Mars	12-03-12			1-B et 2-B
	13-03-12			3-B et 4-B
	15-03-12			7-B et 8-B
	16-03-12			5-B et 6-B
Juin	12-06-12	19-M et 20-M		
Juillet	05-07-12	17-M		
	06-07-12	21-M		
	09-07-12	18-M		
	16-07-12	23-M		
	18-07-12	26-M		
	19-07-12	24-M		
	20-07-12	25-M		
	25-07-12	27-M		
	27-07-12	22-M		

2013

	Date	Malartic	Goldex
Janvier	16-01-13		8-G
	17-01-13		6-G et 7-G
	21-01-13		4-G et 5-G
	22-01-13		2-G et 3-G
	23-01-13		1-G
Février	18-02-13	30-M	
	19-02-13	29-M	
	20-02-13	33-M	
	21-02-13	32-M et 34-M	
	22-02-13	28-M et 31-M	

ANNEXE 4.7 – Résultats de l'analyse des données issues des essais de flexion

Tableau A.4.7.1 : Valeurs σ_t , $\varepsilon_{t \max}$, c_{app} et E calculées selon la méthode élastique pour la série Ma-40 du résidu Malartic (Osisko) avec ($w_0 = 40\%$ et $e_0 = 1,0$).

Essai	w (%)	S _r (%)	σ_t (kPa)	$\varepsilon_{t \max}$ (%)	c_{app} (kPa)	E (Mpa)
1-M	0,1	0,2	62,7	0,017	60,5	371
2-M	0,2	0,5	64,9	0,018	62,6	367
3-M	3,1	10,6	130,3	0,164	125,7	79
4-M	5,4	17,5	132,0	0,187	127,3	70
5-M	7,9	26,8	129,3	0,276	124,8	47
6-M	8,3	27,5	124,9	0,255	120,5	49
7-M	11,7	38,9	135,3	0,328	130,5	41
8-M	11,9	38,0	135,2	0,381	130,4	35
9-M	12,8	42,4	131,0	0,387	126,3	34
10-M	13,4	45,3	119,7	0,337	115,5	36
11-M	13,5	45,1	117,5	0,350	113,3	34
12-M	15,6	50,0	102,8	0,306	99,2	34
13-M	16,5	53,4	119,5	0,455	115,2	26
14-M	16,6	54,1	113,4	0,405	109,4	28
15-M	21,5	70,9	94,5	0,515	91,1	18
16-M	22,9	73,5	84,3	0,383	81,3	22

Tableau A.4.7.2 : Valeurs σ_t et $\varepsilon_{t \max}$ calculées selon la méthode élastique pour la série Ma-50 du résidu Malartic (Osisko) (avec $w_0 = 50\%$ et $e_0 = 1,3$).

Essai	w (%)	S _r (%)	σ_t (kPa)	$\varepsilon_{t \max}$ (%)
17-M	0,2	1	27,9	0,03
18-M	15,7	47	93,5	0,28
19-M	22,2	64	76,4	0,51
20-M	22,4	68	69,1	0,41
21-M	28,0	84	65,5	0,83

Tableau A.4.7.3 : Valeurs σ_t et $\varepsilon_{t \max}$ calculées selon les méthodes élastique et directe pour la série Ma-35 du résidu Malartic (Osisko) (avec $w_0 = 35 \%$ et $e_0 = 0,87$).

Essai	w (%)	S_r (%)	Méthode élastique		Méthode directe				
			σ_t (kPa)	$\varepsilon_{t \max}$ (%)	σ_t (kPa)	σ_c (kPa)	$\varepsilon_{t \max}$ (%)	$\varepsilon_{c \max}$ (%)	$\varepsilon_t / \varepsilon_c$ (-)
22-M	02	1,0	28,4	0,073	20,3	47,7	0,073	0,031	2,3
23-M	12,0	54	158,9	0,35	156,9	161,1	0,35	0,23	1,5
24-M	18,6	64	111,3	0,42	95,9	132,6	0,42	0,30	1,4
25-M	21,4	76	128,3	0,75	124,0	132,9	0,75	0,70	1,1
26-M	22,1	76	93,7	0,52	81,9	109,5	0,52	0,39	1,3
27-M	23,3	79	94,2	0,72	92,2	96,4	0,72	0,68	1,1

Tableau A.4.7.4 : Valeurs σ_t et $\varepsilon_{t \max}$ calculées selon la méthode élastique pour la série Ma(L)-39 du résidu Malartic (Osisko) lavé (avec $w_0 = 35 \%$ $e_0 = 1,0$).

Essai	w (%)	S_r (%)	σ_t (kPa)	$\varepsilon_{t \max}$ (%)
28-M	0,05	0,15	34,9	0,02
29-M	1,19	3,67	72,7	0,08
30-M	1,99	6,58	82,0	0,08
31-M	12,40	41,53	75,5	0,33
32-M	20,77	70,50	58,3	0,45
33-M	25,93	86,37	58,0	0,70
34-M	27,01	89,67	44,2	1,11

Tableau A.4.7.5 : Valeurs σ_t , $\varepsilon_{t \max}$ et E calculées selon la méthode élastique pour la série Go-39 du résidu Goldex (avec $w_0 = 39 \%$ $e_0 = 1,0$).

Essai	w (%)	S _r (%)	σ_t (kPa)	ε_t (%)	E (Mpa)
1-G	0,05	0,19	76,0	0,01	597
2-G	0,38	1,37	75,8	0,02	410
3-G	1,72	5,95	110,5	0,10	109
4-G	6,86	23,64	73,6	0,14	51
5-G	11,32	40,05	78,1	0,30	26
6-G	15,05	51,56	65,0	0,34	19
7-G	21,06	74,88	51,5	0,50	10
8-G	21,70	77,66	47,9	0,48	10

Tableau A.4.7.6 : Valeurs σ_t et $\varepsilon_{t \max}$ calculées selon la méthode élastique pour la série Go-33 du résidu Goldex (avec $w_0 = 33 \%$ $e_0 = 0,84$).

Essai	w (%)	S _r (%)	σ_t (kPa)	ε_t (%)
1-G	0,7	2,5	72,4	0,019
2-G	0,9	3,5	70,1	0,020
3-G	1,0	3,6	97,7	0,039
4-G	1,4	5,1	123,5	0,078
5-G	1,6	5,8	101,6	0,075
6-G	2,3	8,6	107,3	0,049
7-G	4,4	16,7	127,9	0,148
8-G	6,2	22,9	96,8	0,130
9-G	6,9	26,6	100,1	0,176
10-G	8,0	30,2	93,0	0,144
11-G	8,6	33,9	97,5	0,191
12-G	10,3	37,1	65,9	0,162
13-G	10,7	41,0	84,7	0,245
14-G	11,9	44,7	89,6	0,284
15-G	13,5	55,3	64,7	0,249
16-G	18,0	65,0	49,3	0,369
17-G	21,6	82,7	57,9	0,695

Tableau A.4.7.7 : Valeurs σ_t , $\varepsilon_{t \max}$ et E calculées selon la méthode élastique pour la série Bu-42 du résidu Bulyanhulu (avec $w_0 = 42 \%$ $e_0 = 1,2$).

Essai	w (%)	S_r (%)	σ_t (kPa)	$\varepsilon_{t \max}$ (%)	E (Mpa)
1-B	0,4	1,4	145,9	0,010	1392
2-B	3,2	11,8	209,8	0,103	205
3-B	5,5	19,9	194,0	0,206	94
4-B	7,8	27,4	186,0	0,220	85
5-B	15,0	53,5	160,4	0,350	46
6-B	15,2	55,5	140,2	0,280	50
7-B	20,8	76,3	127,7	0,446	29
8-B	22,1	80,7	112,9	0,442	26

ANNEXE 4.8 – Résultats de l’analyse minéralogique post-essai sur les résidus Bulyanhulu

Tableau A.4.8.1: Résultats des analyses minéralogiques (DRX) post-essai sur les résidus Bulyanhulu (rapports massiques en pourcentage) effectuées à l’UQAT, 2010, (Martin, communication personnelle)

Minéral	%
Pyrite	4,65
Quartz	52,87
Calcite	0,36
Dolomite	4,35
Chlorite	3,81
Muscovite	21,74
Albite	4,42
Gypse	7,79

ANNEXE 5.1 – Résultats des simulations numériques

Tableau A.5.1.1: Principaux résultats obtenus expérimentalement et numériquement pour les séries A₀ et B₀.

Simulation No	w (%)	Sr (%)	$\delta_{t \max}$ (mm)			Résistance en traction σ_t (kPa)			$\varepsilon_{t \max}$ (%)		
			A ₀	B ₀	Exp.	A ₀	B ₀	Éxp.	A ₀	B ₀	Exp.
1	0,1	0,2	0,03	0,035	0,038	62,9	62,7	63	0,02	0,015	0,017
2	5,4	17,5	0,44	0,40	0,448	120,7	120,7	132	0,16	0,188	0,187
3	7,9	26,8	0,49	0,59	0,647	119,2	119,4	129	0,24	0,28	0,276
4	11,7	38,9	0,58	0,68	0,765	124,3	124,4	135	0,28	0,32	0,328
5	12,8	42,4	0,68	0,87	0,894	120,9	120,9	131	0,33	0,42	0,387
6	13,8	48,8	0,65	0,74	0,775	116,3	116,6	117	0,32	0,36	0,350
7	16,6	54,1	0,71	0,81	0,894	106,6	106,8	113	0,36	0,4	0,405
8	22,9	73,5	0,69	0,86	0,871	81,1	81,2	84	0,34	0,42	0,383

Tableau A.5.1.2: Principaux résultats expérimentaux; et numériques obtenus les séries A₀, A₁ et A₂, sur l'effet du module de Young.

Simulation No	Sr (%)	$\delta_{t \max}$ (mm)				Résistance en traction σ_t (kPa)				$\varepsilon_{t \max}$ (%)			
		A ₀	A ₁	A ₂	Exp.	A ₀	A ₁	A ₂	Éxp.	A ₀	A ₁	A ₂	Exp.
1	0,2	0,03	0,04	0,04	0,038	63	63	54	63	0,02	0,02	0,02	0,017
2	17,5	0,44	0,46	0,44	0,448	121	121	103	132	0,16	0,22	0,24	0,187
3	26,8	0,49	0,63	0,64	0,647	119	119	102	129	0,24	0,31	0,35	0,276
4	38,9	0,58	0,77	0,78	0,765	124	124	106	135	0,28	0,37	0,43	0,328
5	42,4	0,68	0,90	0,87	0,894	121	121	103	131	0,33	0,44	0,48	0,387
6	48,8	0,65	0,78	0,77	0,775	116	117	99	117	0,32	0,39	0,44	0,350
7	54,1	0,71	0,90	0,88	0,894	107	107	91	113	0,36	0,45	0,50	0,405
8	73,5	0,69	0,87	0,95	0,871	81	81	69	84	0,34	0,43	0,54	0,383

Tableau A.5.1.3 : Principaux résultats expérimentaux et numériques obtenus pour les séries B₀, B₁, B₂ et B₃.

Simulation No	Sr (%)	$\delta_{t \max}$ (mm)					Résistance en traction σ_t (kPa)					$\varepsilon_{t \max}$ (%)				
		B ₀	B ₁	B ₂	B ₃	Exp.	B ₀	B ₁	B ₂	B ₃	Exp.	B ₀	B ₁	B ₂	B ₃	Exp.
1	0,2	0,035	0,033	0,04	0,03	0,038	62,7	53,7	45,6	51,8	63	0,015	0,015	0,017	0,01	0,017
2	17,5	0,40	0,35	0,42	0,35	0,448	120,7	103,2	96,4	101,6	132	0,188	0,19	0,20	0,19	0,187
3	26,8	0,59	0,59	0,61	0,60	0,647	119,4	101,7	94,3	101,6	129	0,28	0,32	0,30	0,31	0,276
4	38,9	0,68	0,66	0,70	0,66	0,765	124,4	106,3	98,5	104,7	135	0,32	0,355	0,35	0,36	0,328
5	42,4	0,87	0,85	0,91	0,85	0,894	120,9	103,3	95,4	102,6	131	0,42	0,46	0,45	0,46	0,387
6	48,8	0,74	0,77	0,80	0,77	0,775	116,6	99,4	86,1	98,5	117	0,36	0,42	0,41	0,42	0,350
7	54,1	0,81	0,86	0,86	0,86	0,894	106,8	91,1	82,9	89,2	113	0,4	0,47	0,44	0,47	0,405
8	73,5	0,86	0,84	0,93	0,85	0,871	81,2	69,3	61,2	67,4	84	0,42	0,46	0,47	0,46	0,383

Tableau A.5.1.4: Principaux résultats expérimentaux; et numériques obtenus pour les séries C₀, C₁, C₂, C₃ et C₄.

Simulation No	S _r (%)	Force maximale appliquée F _{max} (N)					t _p (s)				Durée de l'essai
		C ₀ et C ₄	C ₁	C ₂	C ₃	Exp.	C ₀ et C ₄	C ₁	C ₂	C ₃	
1	0,2	11,2	3,5	34,6	11,3	11,6	1040	320	3200	105	1308
2	17,5	24,2	10,2	70,2	23,8	22,5	2240	940	6500	220	3000
3	26,8	24,2	10,2	70,2	23,8	23,0	2240	940	6500	220	1597
4	38,9	24,6	10,4	71,8	24,8	24,1	2280	960	6650	230	2002
5	42,4	24,2	10,2	70,7	23,8	23,6	2240	940	6550	220	3334
6	48,8	22,9	9,5	67,5	23,0	24,0	2120	880	6250	213	3563
7	54,1	20,7	8,1	61,0	20,5	22,1	1920	750	5650	190	1701
8	73,5	15,1	4,9	44,3	15,1	16,1	1400	450	4100	140	910

Simulation No	S _r (%)	δ _{t max} (mm)						Résistance en traction σ _t (kPa)		ε _{t max} (%)					
		C ₀	C ₁	C ₂	C ₃	C ₄	Exp.	C ₀ à C ₄	Exp.	C ₀	C ₁	C ₂	C ₃	C ₄	Exp.
1	0,2	0,03	0,08	0,04	0,03	0,03	0,038	51,8	63	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,017
2	17,5	0,38	1,12	0,54	0,38	0,36	0,448	101,6	132	0,18	0,19	0,18	0,18	0,18	0,187
3	26,8	0,66	1,96	0,93	0,65	0,63	0,647	101,6	129	0,32	0,32	0,32	0,32	0,31	0,276
4	38,9	0,72	2,15	1,02	0,72	0,68	0,765	104,7	135	0,35	0,36	0,35	0,35	0,33	0,328
5	42,4	0,83	2,48	1,17	0,82	0,78	0,894	102,6	131	0,40	0,41	0,41	0,40	0,38	0,387
6	48,8	0,86	2,59	1,23	0,86	0,82	0,775	98,5	117	0,42	0,43	0,42	0,42	0,40	0,350
7	54,1	0,96	2,87	1,38	0,95	0,92	0,894	89,2	113	0,47	0,48	0,47	0,46	0,45	0,405
8	73,5	0,95	2,8	1,33	0,94	0,90	0,871	67,4	84	0,46	0,47	0,46	0,46	0,44	0,383

ANNEXE 5.2 – Zones de plasticité pour le cas B₂₋₃

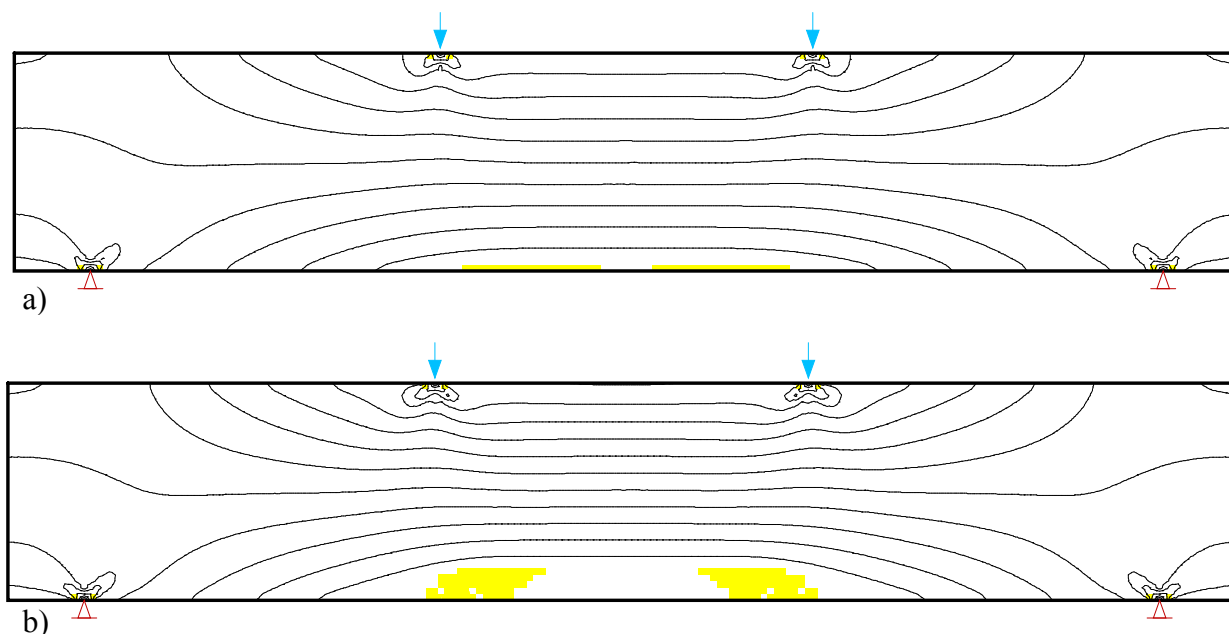


Figure A.5.2.1: Résultats de la simulation B₂₋₃ d'un essai de flexion avec le code numérique SIGMA/W: zones de plasticité (a) à $t_p = 1280$ s et (b) à $t_f = 1597$ s.

L'apparition des zones de plasticité dans l'éprouvette dénote que la contrainte maximale (résistance en traction dans ce cas en particulier) est atteinte et que les déformations plastiques amorcent. Notons que pour la simulation B₂₋₃ illustrée à la figure A.5.2.1, les zones de plasticités apparaissent en traction (dans la partie inférieure de l'éprouvette) à $t_p = 1280$ s et se développent vers le haut de l'éprouvette jusqu'à la fin de la simulation t_f .

ANNEXE 5.3 – Principaux résultats des simulations C₃₋₃

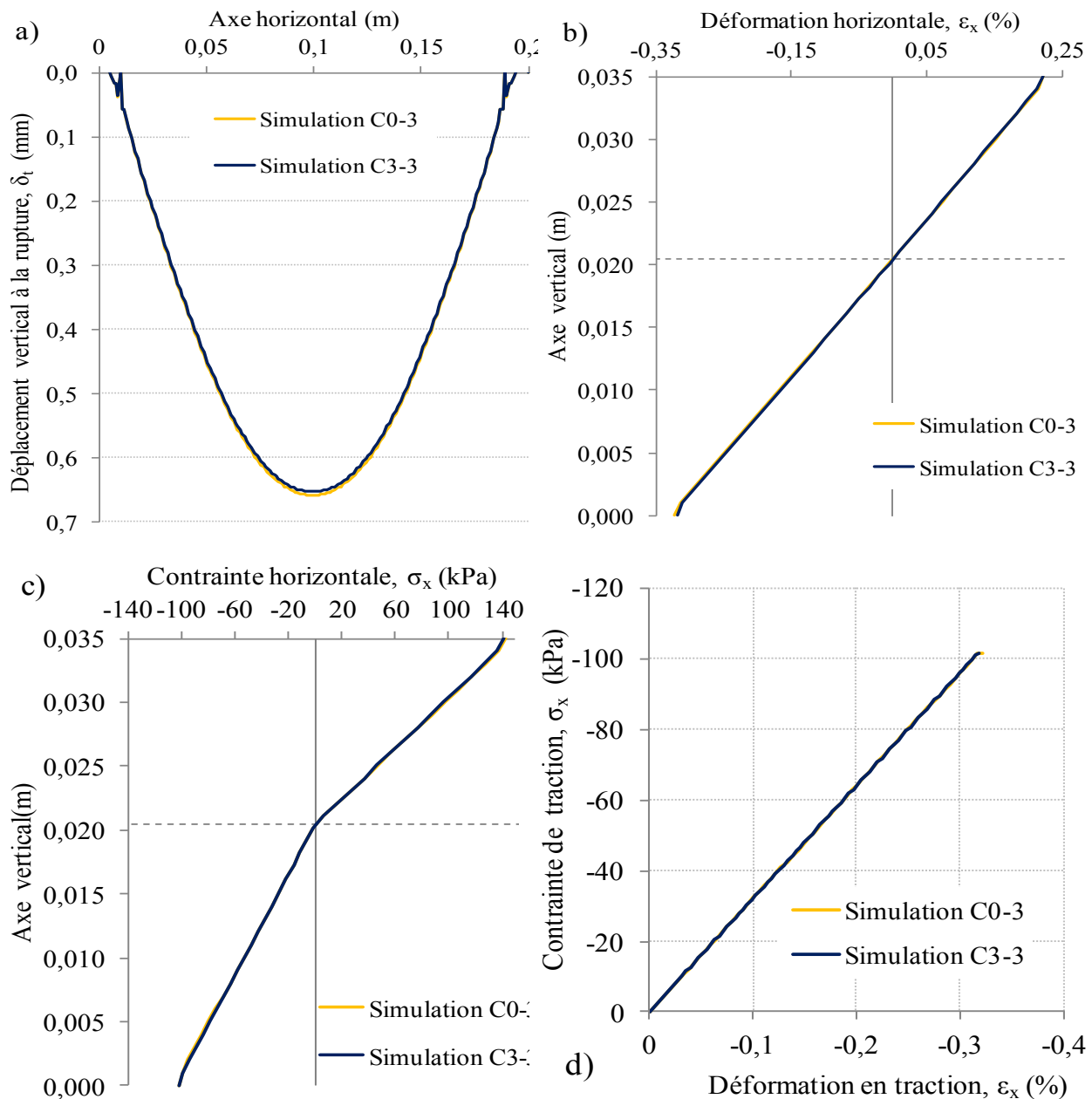


Figure A.5.3.1 : Résultats des simulations C₀₋₃ et C₃₋₃: Comparaison des résultats numériques (à t_p) et expérimentaux obtenus pour l'échantillon de résidus Malartic (série Ma-40; avec $w = 7,9\%$) pour des vitesses de chargement de 0,011 N/s et 0,11 N/s; a) Déplacement vertical maximal au bas de l'éprouvette; b) Déformation horizontale maximale le long de l'axe central vertical; c) Contrainte horizontale maximale le long de l'axe central vertical de l'éprouvette; d) Diagramme contrainte-déformation pour le point situé au bas, au centre de l'éprouvette.